

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E.H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

31. JAHRGANG

JULI 1956

HEFT 7

Aus dem Inhalt:

Der unendlich lange Balken auf elastisch senk- und drehbaren Stützen

Von Dr.-Ing. K. Trenks, Hagen/Westf.

Eindrücke vom Talsperrenbau in Algerien

Von Prof. Dr.-Ing. F. Hartung, München

Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche

Von Dipl.-Ing. K. Fischer, Wien

EINE HARTE NUSS ist überall die **KOSTENSENKUNG**



Auf dem Rostschutz-
gebiet hilft Ihnen
BLEICYANAMID DK 825,
das wirtschaftliche Rost-
schuttpigment. Streich-
fertige Bleicyanamid-Far-
ben, hergestellt aus dem
Rohstoff der

DUISBURGER KUPFERHÜTTE

liefert Ihnen die Lack- und Farbenindustrie.

Bemessungsverfahren für Verbundträger. Von Dr.-Ing. Günter Utescher, Karlsruhe. Mit 27 Abbildungen und 24 Bemessungstafeln. VII, 39 Seiten und 24 Tafeln Gr.-8°. 1956.

Steif geheftet DM 12,—

Inhaltsverzeichnis: **A. Einführung.** — **B. Blechträger:** Ableitung der Bemessungsgleichung. Durchführung der Bemessung. Der Sonderfall $M_v = M_v, Kr$. Der Sonderfall $M_{st} = 0$. Verstärkung des Stahlobergurtes. — **C. Walzprofil-Träger:** Aufstellung der Bemessungstafeln. Benutzung der Bemessungstafeln. Verstärkung von Walzprofilen. — **D. Kriechen:** Wahl des Verfahrens. Nachweis der Kriechspannungen nach Fritz. Nachweis der Kriechspannungen nach Müller. **E. Schwinden:** Wahl des Verfahrens. Nachweis der Schwindspannungen nach Fritz. Nachweis der Schwindspannungen nach Müller. — **F. Temperatur.** — **G. Abstufung der Stahlträgergurte.** — **H. Walzprofil-Träger der Gruppe I/DIN 4239:** Aufstellen der Tragfähigkeitstafeln. Benutzung der Tragfähigkeitstafeln. Nachweis der Betonspannung. — **I. Zahlenbeispiele:** I. Bemessung eines Blechträger-Verbundquerschnittes für Beanspruchung durch M_{st} und M_v . — II. Bemessung eines Blechträger-Verbundquerschnittes für Beanspruchungen allein durch M_v . III. Verstärkung des Stahl-Obergurtes. — IV. Bemessung eines Walzprofil-Verbundquerschnittes mit Nachweis der Kriech- und Schwindspannungen. — V. Bemessung eines Verbundträgers mit Abstufung des Untergurtes. — VI. Bemessung eines Walzprofil-Verbundquerschnittes der Trägergruppe I. — Vereinfachter Nachweis. — **Schrifttum.** — **Tafelanhang:** Tafel 1—12 für Normalprofil-I-Träger, Tafel 13—24 für Breitflansch-I-Träger.

Die Zulassung der Verbundbauweise für den Brückenbau und Hochbau hat nicht nur neue, mit wirtschaftlichen Vorteilen verbundene Konstruktionsgrundsätze gebracht, sondern auch einen erheblichen Aufwand an statischen Untersuchungen, Querschnittsermittlungen und Spannungsnachweisen zur Folge gehabt. Das Ziel, die zulässigen Stahl- und Betonspannungen nicht nur einzuhalten, sondern auch möglichst auszunutzen, hat die Bemessung von Verbundquerschnitten zu einer mühsamen und zeitraubenden Probierarbeit werden lassen.

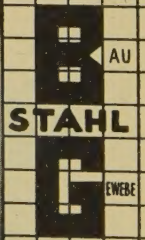
Die vorliegende Arbeit hat sich zum Ziel gesetzt, das bisherige Ausprobieren eines mehr oder weniger willkürlich gewählten Stahlträgerquerschnittes durch eine planmäßige Querschnittsbestimmung zu ersetzen, bei der die spannungsbildenden Einflüsse des Kriechens und Schwindens durch Näherungsformeln erfaßt werden, die in der Regel nur noch eine geringe, aber auch wieder planmäßig errechenbare Korrektur erforderlich machen.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

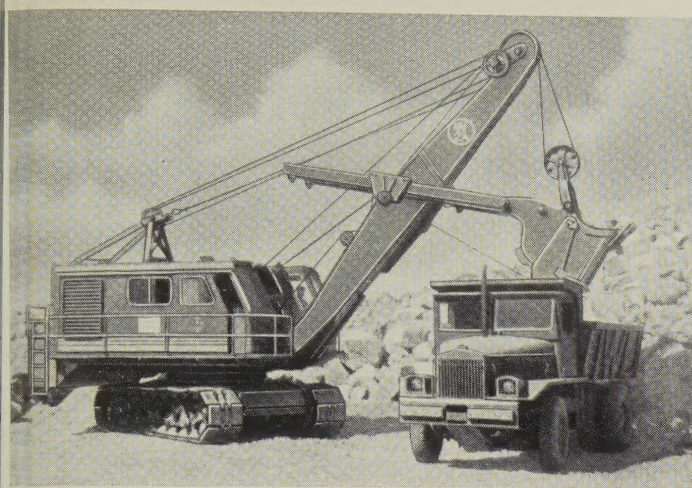
BAUSTAHLGEWEBE *mit dünnen Drähten unter 4 mm Drahtdicke*



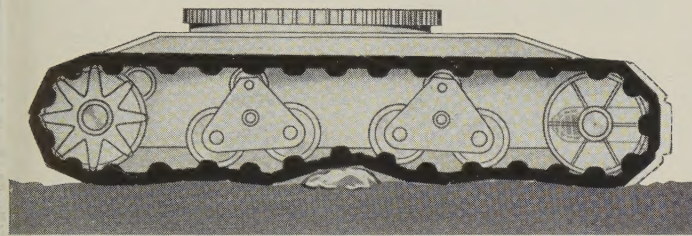
*Es wird als Bewehrung von
Schüttschichten, Estrichen,
Tunnelaußkleidungen, Spritz-
Betonflächen usw. verwendet.*



BAUSTAHLGEWEBE G. M. B. H. DÜSSELDORF



LINDEMANN



VORAUSSETZUNGEN FÜR HOHE LEISTUNG:

Die Standsicherheit

Länge und Breite des Unterwagens sind hierfür nicht allein bestimmend.

Der tiefliegende Schwerpunkt der WESERHÜTTE-Bagger, die richtige Anordnung der Tragrollen und ihre Aufhängung in Pendelwagen macht das Raupenfahrwerk allseitig verwendbar.

Bei unebenem Untergrund schmiegen sich die Bodenplatten fest dem Boden an.



WESERHÜTTE

WESERHÜTTE OTTO WOLFF GMBH BAD OEYNHAUSEN



Stelcon

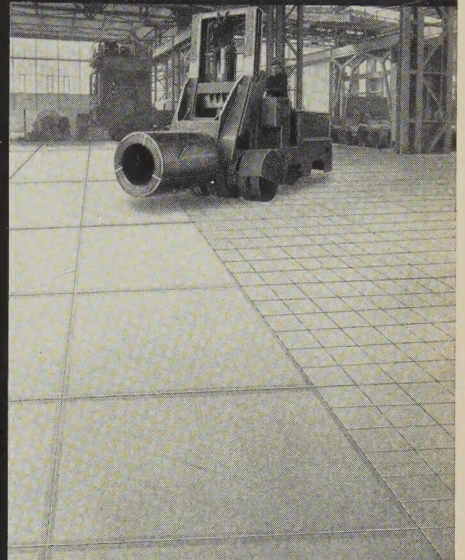
INDUSTRIE-BODENBELÄGE
für jede Betriebsbeanspruchung

Stelcon
im Ausland

Holland
Belgien
Frankreich
Luxemburg
Schweiz
Österreich
England
Dänemark
USA

Mittelamerika
und Karibisches
Gebiet

Südafrika
Indonesien



Stelcon FRITZ EBENER
- INDUSTRIEBÖDEN

Hauptverwaltung: Essen, Alfredstraße 98, Stelcon-Haus
Telefon 7 18 51, Fernschreiber 0857 833

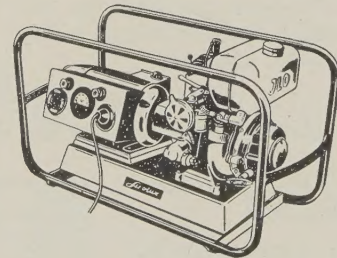
Stelcon-Werke: Neuß/Rhein-Hafen

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177



Motore mit hoher Dauerleistung

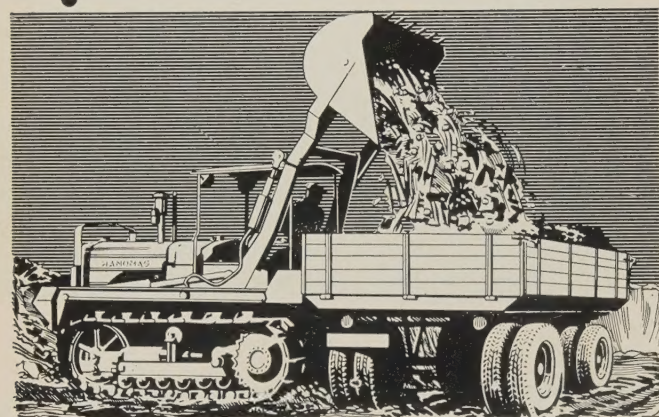
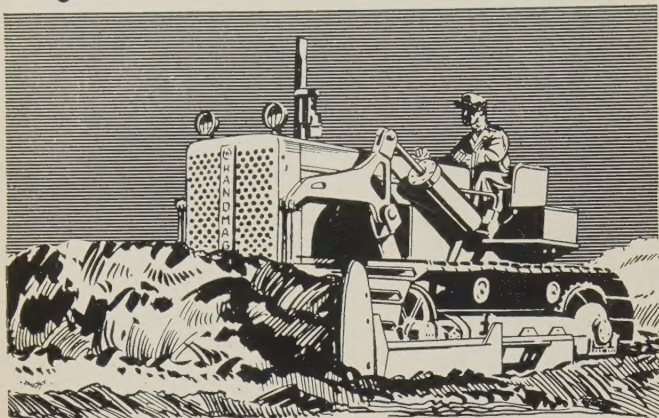
- + gute Generatoren
- + stabile Konstruktion
- + schwingungstechnisch vollendete Lagerung
- = gute Leistung und lange Lebensdauer

unserer **SIROLUX**-Strom-Aggregate

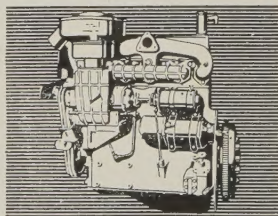
SCHRÖDER + HOPPE, APPARATEBAU
(16) FRIELENDOFF / BEZ. KASSEL

HANOMAG

• für Bauwirtschaft und Industrie



- 55 und 90 PS Planierraupen
Leistung bis 75 bzw. 110 m³/Std.
- 55 PS Kettenschlepper mit Frontlader
Schaufelinhalt 0,6 m³, Nutzlast 1500 kg
- 55 PS Kettenschlepper mit Überkopflader, Schaufelinhalt 0,7 m³
Nutzlast 1500 kg
- 90 PS Kettenschlepper mit Überkopflader, Schaufelinhalt 1,2 m³
Nutzlast 2000 kg
- 35 und 45 PS Straßenzugmaschinen
Zugleistung bis 15 bzw. 22 t im 5. Gang
- 2,5 und 3 t Kipper
(3 Seiten)
- 1,7 t Allradwagen
- 10-100 PS
Diesel-Motoren
für alle Zwecke



HANOMAG-HANNOVER



Wer von
QUALITÄTSBETON
spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H
KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 26823

LUGATO

für wasserdichten
Beton und Putz

TREPINI

Abbinde-
beschleuniger

OTRINOL

Bitumen-
schutzanstrich

Büchtemann

Hamburg-Wandsbek · Helbingstraße 60/62

BEKANT
FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT

Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen. Von Professor Dr.-Ing. Otto Streck.

Zweiter Band: **Fließende und schwingende Wasserbewegung, Wehre, Wasserauflaufen, Bewässerung, Entwässerung, Wasserwirtschaft.** Mit 361 Abbildungen und 2 Tafeln. XII, 700 Seiten. Gr.-8°. 1950. Ganzleinen DM 45,—

„Es ist in jeder Beziehung dankbar zu begrüßen, daß Prof. Streck sich entschlossen hat, nunmehr in einem zweiten Band auch praktische Beispiele der angewandten Hydraulik aus dem großen Gebiet des Verkehrswasserbaues, der Wasserwirtschaft und der Be- und Entwässerung der Städte und Siedlungen zu bearbeiten. Wie im ersten Band werden in 45 Aufgaben die verschiedenen Beispiele in übersichtlicher und ausführlicher Form unter Hinweis auf das Schrifttum behandelt, und es wird auf ihre Anwendungsmöglichkeiten und die ihnen anhaftenden Unsicherheiten hingewiesen. In einem Anhang wird dann noch auf die pflegliche Behandlung der Landschaften durch den Wasserbauer an Hand von Beispielen eingegangen, und in 20 Tafeln sind für die Berechnung wichtige Zahlenwerte zusammengestellt. Es ist zu erwarten, daß dies auch äußerlich recht gut ausgestattete Buch nicht nur unter den Studierenden, sondern auch unter den Ingenieuren der Praxis einen guten Widerhall finden wird.“

(Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure.)

Vor kurzem erschien:

Erster Band: **Grundbau, Hydrostatik, Grundwasserbewegung.** Zweite neubearbeitete Auflage. Mit 251 Abbildungen im Text und auf 1 Tafel. VIII, 416 Seiten Gr.-8°. 1956.

Ganzleinen DM 31,50

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Der unendlich lange Balken auf elastisch senk- und drehbaren Stützen

Von Dr.-Ing. Karl Trenks, Hagen i. Westf.

1. Einleitung

a) Aufgabenstellung

Der Durchlaufträger auf elastischen Stützen, d. h. solchen, die Vertikalverschiebungen einen elastischen Widerstand entgegensetzen, ist bereits verschiedentlich behandelt worden; so von Dischinger [1] und Worch [2] für den allgemeinen Fall, daß sowohl die Steifigkeit des Durchlaufträgers, der nachstehend als „Balken“ bezeichnet sei, wie auch die Elastizität der Stützen veränderlich ist. Für den einseitig bzw. zweiseitig unendlich langen Balken konstanter Steifigkeit auf Stützen gleicher Elastizität und in gleichen Abständen hat Müller-Breslau [3] durch Rekursion der Unbekannten geschlossene Lösungen der sich ergebenden fünfgliedrigen Elastizitätsgleichungen angeben können. Bei gleichem Vorgehen sind von Neugebauer [4] entsprechende Lösungen auch für den Fall gefunden worden, daß die Randstütze des einseitig unendlich langen Balkens eine abweichende Elastizität aufweist.

Im folgenden wird in ähnlicher Weise der Balken auf solchen elastischen Stützen behandelt, die nicht nur gegen Vertikalverschiebungen sondern auch gegen Verdrehungen elastisch Widerstand leisten. Die Lösungen sind von besonderer Bedeutung, da sie auch, wie Homberg [5] gezeigt hat, als maßgebende Teillösungen bei der Berechnung drehsteifer Kreuzwerke benötigt werden, wenn man zweckmäßigerweise den Balken auf elastisch senk- und drehbaren Stützen darin als „Hilfssystem“ einführt.

Für den Fall, daß alle Stützen in gleichen Abständen angeordnet sind und gleiche elastische Eigenschaften haben, werden zunächst Elastizitätsgleichungen zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen aufgestellt. Die Zahl der Unbekannten beträgt $2(n+1)$, wobei n die Anzahl der Zwischenstützen ist. Durch Elimination gelingt es, die zur Lösung benötigten Elastizitätsgleichungen in zwei Teilmatrizen mit je $(n+1)$ fünfgliedrigen Gleichungen aufzuspalten. Das Gleichungsschema gilt für jede beliebige Stützenszahl und stellt schon eine wesentliche Vereinfachung der üblichen Berechnungsart dar, da die Zahl der Unbekannten jeder Matrix auf die Hälfte vermindert ist.

Für den einseitig bzw. zweiseitig unendlich langen Balken gelingt es auch hier durch Rekursion der Unbekannten geschlossene Lösungen anzugeben, die kaum mehr Rechenaufwand erfordern als beim Balken auf elastischen Stützen ohne Verdrehsteifigkeit. Nach Ermittlung der statisch unbestimmten Größen bereitet die Aufstellung von Einflußlinien keine Schwierigkeit mehr. Der Einfluß einer Randstütze mit unterschiedlichen elastischen Eigenschaften wird wie von Neugebauer [4] durch eine zusätzliche Rechnung berücksichtigt.

Es werden Einflußlinien für die Auflagerkräfte und Drehmomente der elastischen Stützen angegeben. Die Ordinaten dieser Einflußlinien werden für die Orte der Stützen bestimmt. Der Verlauf der Einflußlinien zwischen diesen Punkten läßt sich am einfachsten graphisch ermitteln. Falls genauere Werte benötigt werden, können diese entsprechend dem Vorgehen von Müller-Breslau [3] oder Neugebauer [4] analytisch zwischengeschaltet werden.

b) Bezeichnungen

- $E J_B$ Biegesteifigkeit des Balkens,
- λ gegenseitiger Abstand der Stützen,
- ω Einsenkung einer Stütze infolge der Vertikal-
kraft „1“,

ω_T Verdrehwinkel einer Stütze infolge des Dreh-
momentes „1“,

ω_R, ω_{TR} desgl. bei einer Randstütze mit abweichender
Elastizität,

B_{ik}, D_{ik} Auflagerkraft, Drehmoment, Einsenkung und
 $\omega_{ik}, \vartheta_{ik}$ Verdrehwinkel der Stütze i infolge einer an der
Stütze k angreifenden Vertikallast „1“,

B_{ik}^*, D_{ik}^* Auflagerkraft, Drehmoment, Einsenkung und
 $\omega_{ik}^*, \vartheta_{ik}^*$ Verdrehwinkel der Stütze i infolge eines an der
Stütze k angreifenden Momentes „1“,

B_{Rk}, D_{Rk} desgl. bei einer Randstütze R mit abweichender
usw. Elastizität.

Ferner möge abgekürzt werden:

$$z = \omega \cdot 6 E J_B / \lambda^3, \quad z_T = \omega_T \cdot E J_B / 2 \lambda,$$

$$r = \omega / \omega_R, \quad r_T = \omega_T / \omega_{TR},$$

$$\varepsilon = 1 / (r - 1), \quad \varepsilon_T = 1 / (r_T - 1),$$

$$\kappa = \frac{\omega}{\omega_T} = \frac{\lambda^2}{12} \frac{z}{z_T}.$$

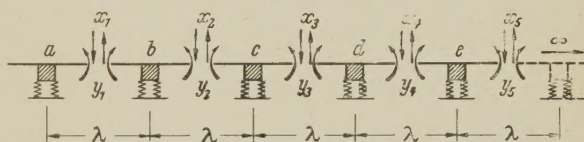


Abb. 1. Ideelles System und statisch unbestimmte Größen.

2. Unbelasteter Bereich

a) Elastizitätsgleichungen

Als statisch unbestimmte Größen seien nach Abb. 1

die Querkräfte X_m ; $m = 1, 2, 3 \dots$

und Biegemomente Y_r ; $r = 1, 2, 3 \dots$

des Balkens zwischen je zwei Stützen eingeführt. In Abb. 2 und Abb. 3 sind die Wirkungen der statisch Unbestimmten

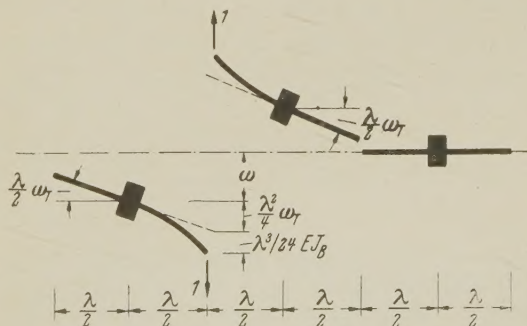


Abb. 2. Zustand $X_m = 1$.

dargestellt. Bezeichnet man wie Homberg [6] die Form-
änderungsarbeiten

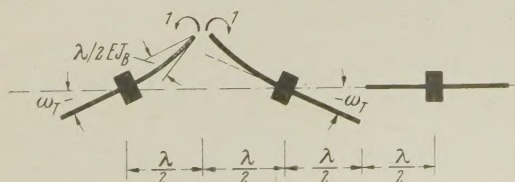


Abb. 3. Zustand $Y_r = 1$.

der statisch unbestimmten Querkraft $X_m = 1$ mit

$$\delta_{mm} = 2\omega + \lambda^2/2 \cdot \omega_T + \lambda^3/12 E J_B; \quad m = 1, 2, 3 \dots, \quad (1a)$$

$$\delta_{mn} = -\omega + \lambda^2/4 \cdot \omega_T; \quad n = m \pm 1, \quad (1b)$$

der statisch unbestimmten Biegemomente $Y_r = 1$ mit

$$\delta_{rr} = 2\omega_T + \lambda/E J_B; \quad r = 1, 2, 3 \dots, \quad (1c)$$

$$\delta_{rs} = -\omega_T; \quad s = r \pm 1, \quad (1d)$$

sowie beider untereinander mit

$$\delta_{ms} = \delta_{rn} = \lambda/2 \cdot \omega_T \text{ und } \delta_{mr} = 0, \quad (1e)$$

so ergeben sich die Elastizitätsgleichungen für den unbelasteten Bereich zu

$$\delta_{mm} X_1 + \delta_{mn} X_2 - \delta_{ms} Y_2 = 0, \quad (2a)$$

$$\delta_{rr} Y_1 + \delta_{rn} X_2 + \delta_{rs} Y_2 = 0, \quad (2b)$$

$$\delta_{mn} X_1 + \delta_{ms} Y_1 + \delta_{mm} X_2 + \delta_{mn} X_3 - \delta_{ms} Y_3 = 0, \quad (2c)$$

$$-\delta_{rn} X_1 + \delta_{rs} Y_1 + \delta_{rr} Y_2 + \delta_{rn} X_3 + \delta_{rs} Y_3 = 0, \quad (2d)$$

$$\delta_{mn} X_2 + \delta_{ms} Y_2 + \delta_{mm} X_3 + \delta_{mn} X_4 - \delta_{ms} Y_4 = 0, \quad (2e)$$

$$-\delta_{rn} X_2 + \delta_{rs} Y_2 + \delta_{rr} Y_3 + \delta_{rn} X_4 + \delta_{rs} Y_4 = 0, \quad (2f)$$

usw.

Führt man zur Abkürzung die Ausdrücke

$$\delta_{mm}/\delta_{ms} = a; \quad \delta_{mn}/\delta_{ms} = b; \quad \delta_{rr}/\delta_{ms} = c; \quad \delta_{rs}/\delta_{ms} = d; \quad (3)$$

$$(bd + 1) = e; \quad (bd - 1) = f$$

ein, so lauten diese Elastizitätsgleichungen mit $\delta_{rn} = \delta_{ms}$

$$a X_1 + b X_2 - Y_2 = 0, \quad (4a)$$

$$c Y_1 + X_2 + d Y_2 = 0, \quad (4b)$$

$$b X_1 + Y_1 + a X_2 + b X_3 - Y_3 = 0, \quad (4c)$$

$$-X_1 + d Y_1 + c Y_2 + X_3 + d Y_3 = 0, \quad (4d)$$

$$b X_2 + Y_2 + a X_3 + b X_4 - Y_4 = 0, \quad (4e)$$

$$-X_2 + d Y_2 + c Y_3 + X_4 + d Y_4 = 0, \quad (4f)$$

usw.

Durch geeignete Addition und Subtraktion der einzelnen Gleichungspaare lassen sie sich auch in der Form

$$0 + a d X_1 + e X_2 + 0 + c Y_1 = 0, \quad (5a)$$

$$0 + a d X_1 + f X_2 - c Y_1 - 2 d Y_2 = 0, \quad (5b)$$

$$f X_1 + a d X_2 + e X_3 + 2 d Y_1 + c Y_2 = 0, \quad (5c)$$

$$e X_1 + a d X_2 + f X_3 - c Y_2 - 2 d Y_3 = 0, \quad (5d)$$

$$f X_2 + a d X_3 + e X_4 + 2 d Y_2 + c Y_3 = 0, \quad (5e)$$

$$e X_2 + a d X_3 + f X_4 - c Y_3 - 2 d Y_4 = 0, \quad (5f)$$

usw.

schreiben.

Hieraus erhält man leicht die Biegemomente Y_r in Abhängigkeit von den Querkraften X_m .

$$Y_1 = \frac{acd + 2df}{c^2 - 4d^2} X_1 + \frac{2ad^2 + cf}{c^2 - 4d^2} X_2 + \frac{2de}{c^2 - 4d^2} X_3, \quad (6a)$$

$$Y_2 = \frac{ce}{c^2 - 4d^2} X_1 + \frac{acd + 2df}{c^2 - 4d^2} X_2 + \frac{2ad^2 + cf}{c^2 - 4d^2} X_3 + \frac{2de}{c^2 - 4d^2} X_4, \quad (6b)$$

$$Y_3 = \frac{ce}{c^2 - 4d^2} X_2 + \frac{acd + 2df}{c^2 - 4d^2} X_3 + \frac{2ad^2 + cf}{c^2 - 4d^2} X_4 + \frac{2de}{c^2 - 4d^2} X_5, \quad (6c)$$

usw.

Setzt man diese Ausdrücke für die Größen Y_r in vorstehende Elastizitätsgleichungen ein, so erhält man diese nur noch in Abhängigkeit von den Unbekannten X_m . Die sich ergebenden Gleichungen sind fünfgliedrig und zur Hauptdiagonalen symmetrisch. Von der durch den Rand hervorgerufenen Störung abgesehen, haben ferner die einzelnen Gleichungen stets die gleichen Koeffizienten.

$$[(ac + 2f) - 2d/c \cdot (ad + bc) + e] X_1 + [(ad + bc) - 2d/c \cdot e] X_2 + e X_3 = 0, \quad (7a)$$

$$(ad + bc) X_1 + (ac + 2f) X_2 + (ad + bc) X_3 + e X_4 = 0, \quad (7b)$$

$$e X_1 + (ad + bc) X_2 + (ac + 2f) X_3 + (ad + bc) X_4 + e X_5 = 0, \quad (7c)$$

$$e X_2 + (ad + bc) X_3 + (ac + 2f) X_4 + (ad + bc) X_5 + e X_6 = 0 \quad (7d)$$

usw.

Dividiert man durch e und bezeichnet abgekürzt

$$\varphi = \frac{ad + bc}{e}, \quad \tau = \frac{ac + 2f}{e}, \quad a = -\frac{2d}{c}, \quad (8)$$

so läßt sich das Gleichungssystem wie folgt übersichtlich anschreiben:

$$(\tau + a\varphi + 1) X_1 + (\varphi + a) X_2 + X_3 = 0, \quad (9a)$$

$$\varphi X_1 + \tau X_2 + \varphi X_3 + X_4 = 0, \quad (9b)$$

$$X_1 + \varphi X_2 + \tau X_3 + \varphi X_4 + X_5 = 0, \quad (9c)$$

$$X_2 + \varphi X_3 + \tau X_4 + \varphi X_5 + X_6 = 0, \quad (9d)$$

$$X_3 + \varphi X_4 + \tau X_5 + \varphi X_6 + X_7 = 0, \quad (9e)$$

$$\text{usw.} \quad (9f)$$

In gleicher Weise kann man auch aus Gl. (4) die Querkraft X_m in Abhängigkeit von den Biegemomenten Y_r gewinnen.

$$X_1 = \frac{abc + 2bf}{4b^2 - a^2} Y_1 + \frac{af + 2b^2c}{4b^2 - a^2} Y_2 + \frac{2be}{4b^2 - a^2} Y_3, \quad (10a)$$

$$X_2 = \frac{ae}{4b^2 - a^2} Y_1 + \frac{abc + 2bf}{4b^2 - a^2} Y_2 + \frac{af + 2b^2c}{4b^2 - a^2} Y_3 + \frac{2be}{4b^2 - a^2} Y_4, \quad (10b)$$

$$X_3 = \frac{ae}{4b^2 - a^2} Y_2 + \frac{abc + 2bf}{4b^2 - a^2} Y_3 + \frac{af + 2b^2c}{4b^2 - a^2} Y_4 + \frac{2be}{4b^2 - a^2} Y_5, \quad (10c)$$

usw.

Durch Einsetzen dieser Ausdrücke erhält man entsprechend Gl. (9) für die Elastizitätsgleichungen ein ebenfalls fünfgliedriges, symmetrisches Gleichungssystem, in dem a Unbekannte nur die Biegemomente Y_r enthalten sind. M den Abkürzungen (8) und

$$\beta = -2b/a \quad (1)$$

lautet dieses

$$(\tau + \beta\varphi + 1) Y_1 + (\varphi + \beta) Y_2 + Y_3 = 0, \quad (12a)$$

$$\varphi Y_1 + \tau Y_2 + \varphi Y_3 + Y_4 = 0, \quad (12b)$$

$$Y_1 + \varphi Y_2 + \tau Y_3 + \varphi Y_4 + Y_5 = 0, \quad (12c)$$

$$Y_2 + \varphi Y_3 + \tau Y_4 + \varphi Y_5 + Y_6 = 0, \quad (12d)$$

$$Y_3 + \varphi Y_4 + \tau Y_5 + \varphi Y_6 + Y_7 = 0, \quad (12e)$$

$$\text{usw.} \quad (12f)$$

Da die gewonnenen fünfgliedrigen Gleichungen stets gleiche Koeffizienten haben, läßt sich jeweils eine Unbekannte in Abhängigkeit von zwei anderen Unbekannten ausdrücken wie dies Müller-Breslau [3] bei der Behandlung des Balkens auf elastisch senkbaren Stützen gezeigt hat. Ein solcher Ansatz ermöglicht die Auflösung der vorstehenden Gleichungsschemata mit unendlich vielen Gleichungen und Unbekannten.

b) Rekursion der statisch Unbestimmten

Führt man den Ansatz

$$X_{[m+p]} = \mu X_{[m+(p-1)]} + \nu X_{[m+(p-2)]}, \quad p = 1, 2, 3, \dots \quad (13)$$

in die beliebige Gleichung

$$X_m + \varphi X_{(m+1)} + \tau X_{(m+2)} + \varphi X_{(m+3)} + X_{(m+4)} = 0$$

ein, so erhält man

$$[\varphi + \mu\tau + (\mu^2 + \nu)\varphi + \mu^3 + 2\mu\nu] X_{(m+1)} + [1 + \nu\tau + \mu\nu\varphi + \mu^2\nu + \nu^2] X_m = 0.$$

Der Ansatz

$$Y_{(r+q)} = \mu Y_{[r+(q-1)]} + \nu Y_{[r+(q-2)]}, \quad q = 1, 2, 3, \dots \quad (14)$$

liefert eine entsprechende Gleichung mit denselben Koeffizienten und Y statt X sowie r statt m .

Da diese Beziehung für jede Gleichungsgruppe gelten soll, müssen die Koeffizienten bei $X_{(m+1)}$ und X_m bzw. bei $Y_{(r+1)}$ und Y_r für sich gleich null sein.

$$\mu[\mu(\mu + \varphi) + \tau] + 2\mu\nu + \nu\varphi + \varphi = 0, \quad (15a)$$

$$\nu[\mu(\mu + \varphi) + \tau] + \nu^2 + 1 = 0. \quad (15b)$$

Aus

$$\frac{2\mu\nu + \nu\varphi + \varphi}{\mu} = \frac{\nu^2 + 1}{\nu}$$

folgt

$$\mu = \varphi \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{bzw.} \quad \nu = \frac{\mu}{\mu + \varphi}$$

sowie

$$\nu^4 + (\tau - 2)\nu^3 + (\varphi^2 - 2\tau + 2)\nu^2 + (\tau - 2)\nu + 1 = 0.$$

Nach Division durch ν^2 und Substitution

$$(\nu + 1/\nu) = \eta; \quad (\nu^2 + 1/\nu^2) = \eta^2 - 2$$

erhält man daraus zur Bestimmung von η bzw. von ν die beiden quadratischen Gleichungen

$$\eta^2 + (\tau - 2)\eta + (\varphi^2 - 2\tau) = 0,$$

$$\nu^2 - \nu\eta + 1 = 0.$$

Von den 4 theoretisch möglichen Lösungen ist nur eine brauchbar, und zwar

$$\eta = -\frac{\tau - 2}{2} - \sqrt{\left(\frac{\tau - 2}{2}\right)^2 + 2\tau - \varphi^2}, \quad (16a)$$

$$\nu = \eta/2 + \sqrt{(\eta/2)^2 - 1}. \quad (16b)$$

μ ergibt sich in Abhängigkeit von ν wie zuvor errechnet zu

$$\mu = \varphi \frac{\nu}{1-\nu}. \quad (17)$$

c) Bestimmung der Festwerte

Die Festwerte τ , φ sowie α und β , die in den Elastizitätsgleichungen (9) und (12) vorkommen, erhält man aus den Formänderungsarbeiten (1).

Es seien die Bezeichnungen

$$\delta' = \delta \cdot 6 E J_B / \lambda^3; \quad (18)$$

$$\omega \cdot 6 E J_B / \lambda^3 = z; \quad \omega_T \cdot E J_B / 2 \lambda = z_T \quad (19a, b)$$

eingeführt. z und z_T sind mit den für eine Kreuzwerkberechnung [5] benötigten Ausdrücken für die Biegekreuzsteifigkeit bzw. für die Drehkreuzsteifigkeit der Gruppenbelastungszustände identisch.

Mit diesen Bezeichnungen lassen sich die Gleichungen der Formänderungsarbeiten in der Form

$$\delta'_{mm} = 2z + 6z_T + 1/2, \quad (20a)$$

$$\delta'_{mn} = -z + 3z_T, \quad (20b)$$

$$\delta'_{rr} = (24z_T + 6)/\lambda^2, \quad (20c)$$

$$\delta'_{rs} = -12z_T/\lambda^2, \quad (20d)$$

$$\delta'_{ss} = 6z_T/\lambda \quad (20e)$$

anschreiben. Hieraus ergibt sich mit Gl. (3) und (8) sowie (11)

$$\varphi = \frac{ad + bc}{e} = \frac{\delta'_{mn} \cdot \delta'_{rr} + \delta'_{mm} \cdot \delta'_{rs}}{\delta'_{mn} \cdot \delta'_{rs} + \delta'_{ss}^2},$$

$$\tau = \frac{ac + 2f}{e} = \frac{\delta'_{mm} \cdot \delta'_{rr} + 2\delta'_{mn} \cdot \delta'_{rs} - 2\delta'_{ss}^2}{\delta'_{mn} \cdot \delta'_{rs} + \delta'_{ss}^2},$$

$$\alpha = -\frac{2d}{c} = -\frac{2\delta'_{rs}}{\delta'_{rr}}, \quad \beta = -\frac{2b}{a} = -\frac{2\delta'_{mn}}{\delta'_{mm}}.$$

Die Ausrechnung liefert die Werte

$$\varphi = -4 + 1/z - 1/2 z_T, \quad (21a)$$

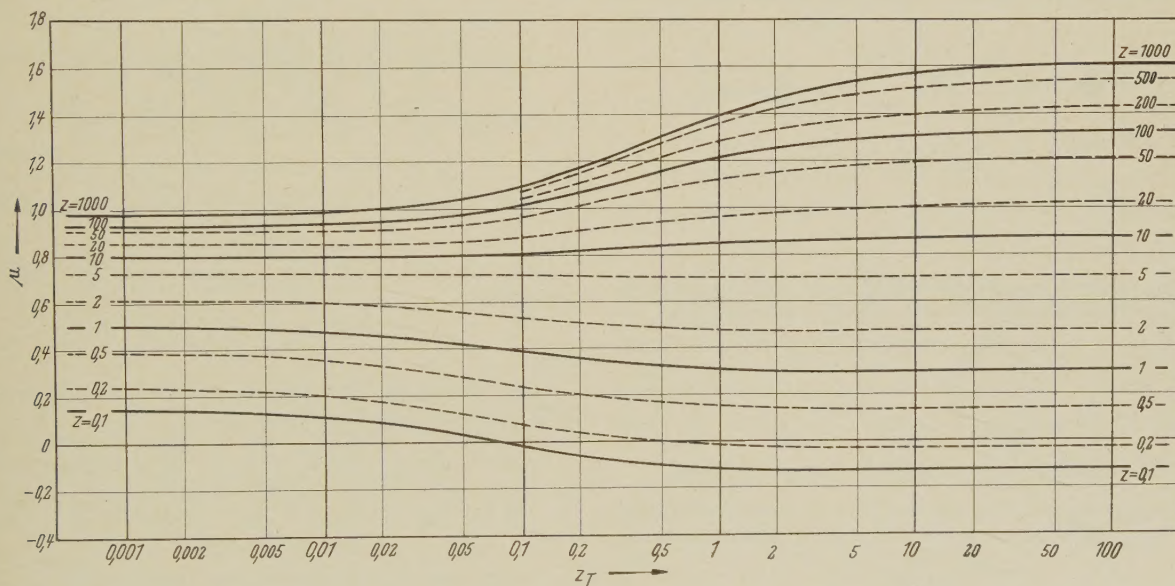


Abb. 4. Fortpflanzungsziffer μ in Abhängigkeit von z und z_T .

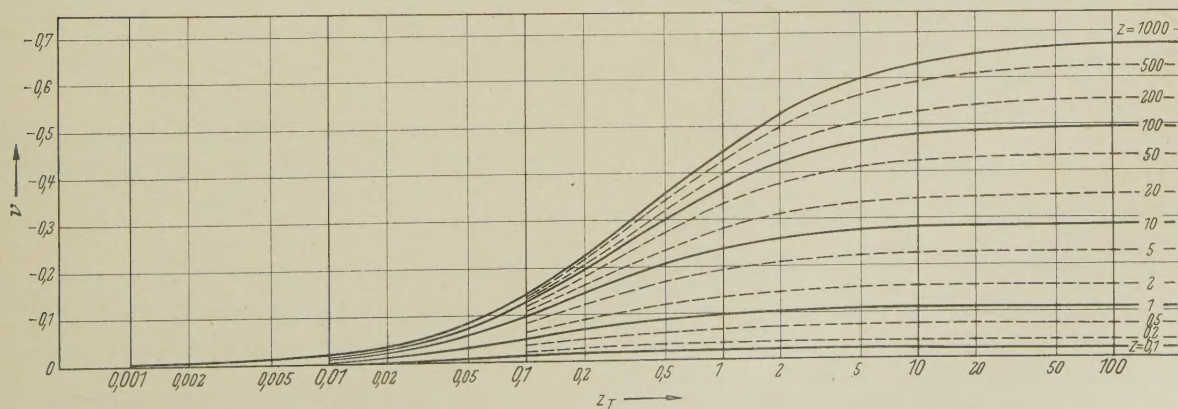


Abb. 5. Fortpflanzungsziffer ν in Abhängigkeit von z und z_T .

$$\tau = 6 + 4/z + 1/z_T + 1/4 z z_T, \quad (21b)$$

$$\alpha = \frac{4 z_T}{4 z_T + 1}, \quad (21c)$$

$$\beta = \frac{4 z - 12 z_T}{4 z + 12 z_T + 1}. \quad (21d)$$

Aus vorstehenden Gleichungen wurden die für die Rekursion der statisch Unbestimmten benötigten Fortpflanzungsziffer μ und ν bei Variation der Ausgangswerte z und z_T errechnet und in Abb. 4 und 5 dargestellt.

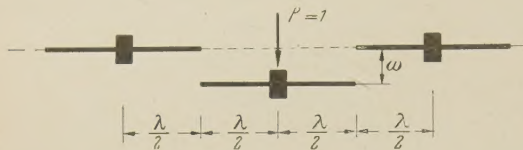


Abb. 6. Wirkung der Last $P = 1$ am statisch bestimmten Hauptsystem.

3. Auflagerreaktionen infolge bestimmter Belastungen

a) Belastungsglieder

Die Formänderungsarbeiten der Last $P = 1$ betragen nach Abb. 2, 3 und 6

$$\delta_{mo} = \omega, \quad \delta_{no} = \delta_{ro} = \delta_{so} = 0, \quad (22)$$

die des Momentes $M = 1$ nach Abb. 2, 3 und 7

$$\delta_{mo}^* = \frac{\lambda}{2} \omega_T, \quad \delta_{ro}^* = -\omega_T, \quad \delta_{no}^* = \delta_{so}^* = 0. \quad (23)$$

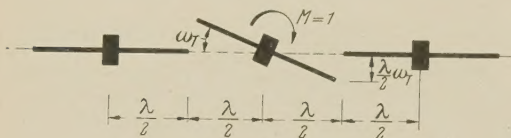


Abb. 7. Wirkung des Momentes $M = 1$ am statisch bestimmten Hauptsystem.

Daraus folgen die Belastungsglieder auf der rechten Seite des Gleichungssystems (4) mit Gl. (1) und (19) zu

$$-\delta_{mo}/\delta_{ms} = -\lambda z/6 z_T, \quad (24)$$

$$-\delta_{mo}^*/\delta_{ms}^* = -1, \quad (25a)$$

$$-\delta_{ro}^*/\delta_{ms}^* = +2/\lambda. \quad (25b)$$

b) Der beidseitig unendlich lange Balken

Bei Angriff einer Vertikallast $P = 1$ an der Mittelstütze a erhält man nach Abb. 8 in den Elastizitätsgleichungen (4)

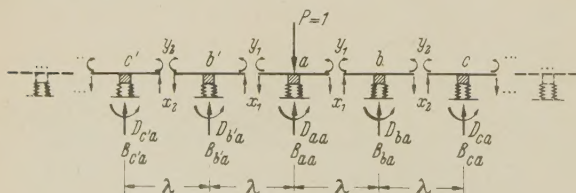


Abb. 8. Auflagerkräfte und Drehmomente infolge $P = 1$ in Balkenmitte.

bei Beachtung von Symmetrie und Antimetrie der statisch Unbestimmten statt Gl. (4a) und (4b)

$$-b X_1 + Y_1 + a X_1 + b X_2 - Y_2 = -\lambda z/6 z_T, \quad (26a)$$

$$X_1 + d Y_1 + c Y_1 + X_2 + d Y_2 = 0. \quad (26b)$$

Die Gl. (4c), (4d) usw. gelten auch hier unverändert. Daraus lassen sich bei gleichem Vorgehen wie in Abs. 2a und unter Verwendung der Ergebnisse von Abs. 2b und c die gesuchten Unbekannten gewinnen.

Es ist

$$X_1 = \frac{\varrho - (\mu - \nu)}{(\mu - \nu) + (\mu + 1)/\nu}, \quad X_2 = (\mu - \nu) X_1 - \nu, \quad (27a)$$

$$X_3 = \mu X_2 + \nu X_1, \quad X_4 = \mu X_3 + \nu X_2, \quad \text{usw.};$$

$$Y_1 = \frac{\lambda}{2} \frac{1 - (\mu + \nu)}{(\mu + \nu) + (\mu - 1)/\nu}, \quad Y_2 = (\mu + \nu) Y_1 + \frac{\lambda}{2} \nu, \quad (27b)$$

$$Y_3 = \mu Y_2 + \nu Y_1, \quad Y_4 = \mu Y_3 + \nu Y_2, \quad \text{usw.}$$

mit

$$\varrho = 3 + 1/2 z_T \quad (28)$$

sowie μ und ν nach Gl. (16) und (17).

Die Auflagerkräfte und Stützendrehmomente ergeben sich nach Abb. 8 leicht aus den Gleichgewichtsbedingungen zu

$$B_{aa} = 1 + 2 X_1, \quad B_{ba} = B_{b'a} = X_2 - X_1, \quad (29a)$$

$$B_{ca} = B_{c'a} = X_3 - X_2, \quad \text{usw.};$$

$$D_{aa} = 0, \quad D_{ba} = -D_{b'a} = Y_1 - Y_2 + (X_1 + X_2) \lambda/2, \quad (29b)$$

$$D_{ca} = -D_{c'a} = Y_2 - Y_3 + (X_2 + X_3) \lambda/2$$

usw.

Bei Angriff eines Momentes $M = 1$ an der Mittelstütze erhält man nach Abb. 9 in den Elastizitätsgleichungen (4) statt Gl. (4a) und (4b)

$$b X_1^* - Y_1^* + a X_1^* + b X_2^* - Y_2^* = -1, \quad (30a)$$

$$-X_1^* - d Y_1^* + c Y_1^* + X_2^* + d Y_2^* = +2/\lambda. \quad (30b)$$

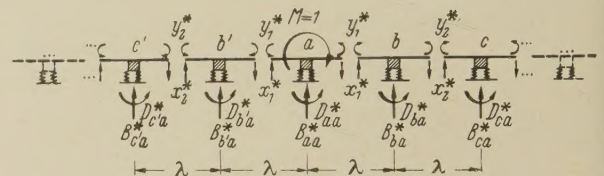


Abb. 9. Auflagerkräfte und Drehmomente infolge $M = 1$ in Balkenmitte.

Die Gl. (4c), (4d) usw. haben weiterhin Gültigkeit wenn man

$$X_m^* \text{ statt } X_m \text{ und } Y_r^* \text{ statt } Y_r$$

setzt.

Die Auflösung der Elastizitätsgleichungen liefert die gesuchten unbekannten Größen zu

$$X_1^* = -\frac{1}{\lambda} \frac{3/z}{(\mu + \nu) + (\mu - 1)/\nu}, \quad X_2^* = (\mu + \nu) X_1^*, \quad (31a)$$

$$X_3^* = \mu X_2^* + \nu X_1^*, \quad X_4^* = \mu X_3^* + \nu X_2^*, \quad \text{usw.}$$

$$Y_1^* = -\frac{\sigma - (\mu - \nu)}{(\mu - \nu) + (\mu + 1)/\nu}, \quad Y_2^* = (\mu - \nu) Y_1^* + \nu, \quad (31b)$$

$$Y_3^* = \mu Y_2^* + \nu Y_1^*, \quad Y_4^* = \mu Y_3^* + \nu Y_2^*, \quad \text{usw.}$$

mit

$$\sigma = 3 + 1/2 z \quad (32)$$

sowie μ und ν nach Gl. (16) und (17).

Die Auflagerkräfte und Stützendrehmomente erhält man nach Abb. 9 wieder aus den Gleichgewichtsbedingungen.

$$B_{aa}^* = 0, \quad B_{ba}^* = -B_{b'a}^* = X_2^* - X_1^*, \quad (33a)$$

$$B_{ca}^* = -B_{c'a}^* = X_3^* - X_2^*, \quad \text{usw.};$$

$$D_{aa}^* = 1 - 2 Y_1^* + X_1^* \lambda, \quad (33b)$$

$$D_{ba}^* = D_{b'a}^* = Y_1^* - Y_2^* + (X_1^* + X_2^*) \lambda/2,$$

$$D_{ca}^* = D_{c'a}^* = Y_2^* - Y_3^* + (X_2^* + X_3^*) \lambda/2, \quad \text{usw.}$$

c) Der einseitig unendlich lange Balken

Bei Angriff einer Vertikallast $P = 1$ an der Randstütze a nach Abb. 10 ist in den Elastizitätsgleichungen (4) statt Gl. (4a) und (4b)

$$a X_1 + b X_2 - Y_2 = -\lambda z/6 z_T, \quad (34a)$$

$$c Y_1 + X_2 + d Y_2 = 0 \quad (34b)$$

zu setzen. Die Gl. (4c), (4d) usw. bleiben unverändert.

Daraus lassen sich wieder analog zum Vorhergehenden die statisch Unbestimmten ermitteln. Das Ergebnis lautet

$$X_1 = -\frac{Q' - \mu - \alpha \nu}{1 + (\alpha \mu - 1)/\nu}, \quad X_2 = \mu X_1 - \nu, \quad (35a)$$

$$X_3 = \mu X_2 + \nu X_1, \quad X_4 = \mu X_3 + \nu X_2, \quad (35b)$$

usw.

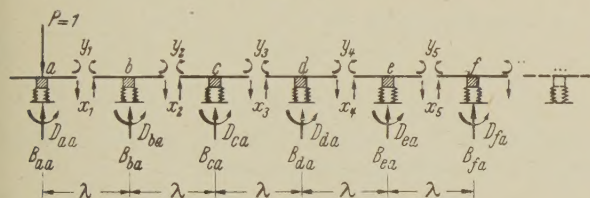
$$Y_1 = -\frac{\lambda}{2} \frac{\beta(\nu - 1) + \mu}{1 + (\beta \mu - 1)/\nu}, \quad Y_2 = \mu Y_1 + \frac{\lambda}{2} \nu, \quad (35b)$$

$$Y_3 = \mu Y_2 + \nu Y_1, \quad Y_4 = \mu Y_3 + \nu Y_2, \quad (35b)$$

usw.

$$\text{mit } Q' = \frac{1}{2 z_T} + \frac{4 z_T + 2}{4 z_T + 1}, \quad (36)$$

sowie μ, ν, α und β nach Gl. (16), (17) und (21 c, d).



Die Einflußlinie für die Auflagerkraft der Stütze a infolge Momentenangriff ist mit

$$B_{ak}^* = \frac{1}{\kappa} D_{ka}, \quad (44c) \quad \kappa = \frac{\lambda^2}{12} \frac{z}{z_T} \quad (45)$$

gleich der mit $1/\kappa$ multiplizierten Zustandslinie der Stützendrehmomente infolge $P = 1$ in a .

Die Einflußlinie für das Stützendrehmoment der Stütze a infolge Momentenangriff ist mit

$$D_{ak}^* = D_{ka}^* \quad (44d)$$

gleich der Zustandslinie der Stützendrehmomente infolge $M = 1$ in a .

Die Auflagerreaktionen B_{ka} , B_{ka}^* , D_{ka} und D_{ka}^* hierin sind beim beidseitig unendlich langen Balken nach Abs. 3b, für den einseitig unendlich langen Balken nach Abs. 3c zu errechnen.

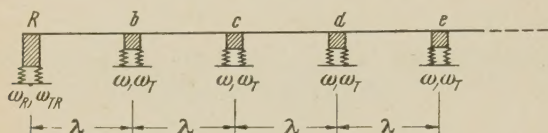


Abb. 12. Ideelles System beim Balken mit verstärkter Randstütze.

c) Der einseitig unendlich lange Balken mit verstärkter Randstütze

Es soll nachstehend der häufig vorkommende Fall behandelt werden, daß die Randstütze R nach Abb. 12 andere elastische Eigenschaften aufweist als die übrigen Stützen des einseitig unendlich langen Balkens, und zwar sei ihre Elastizitätsziffer der Einsenkung

$$\omega_R = \omega/r,$$

die des Verdrehwinkels

$$\omega_{TR} = \omega_T/r_T.$$

Zweckmäßigerweise wird so vorgegangen, daß man sich nach Abb. 13 die Randstütze R aus zwei Stützen in unendlich kleinem Abstand nebeneinander vorstellt. Die eine von beiden (Stütze a) besitzt dann die gleiche Elastizität wie die übrigen Stützen des Balkens, die andere (Stütze $\bar{a}$) eine solche Elastizität, daß die Summe der elastischen

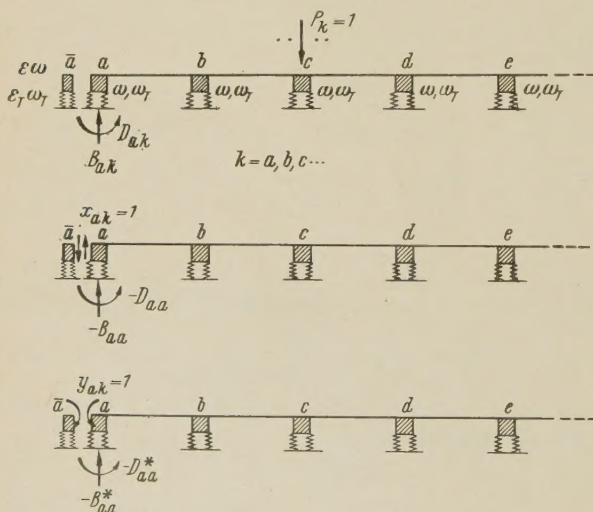


Abb. 13. Statisch unbestimmte Größen beim Balken mit verstärkter Randstütze.

Eigenschaften beider Stützen gleich den Eigenschaften der vorhandenen Stütze ist.

Bei der ideellen Stütze $\bar{a}$ muß somit die Elastizitätsziffer der Einsenkung

$$\omega_{\bar{a}} = \varepsilon \omega$$

die des Verdrehwinkels

$$\omega_{T\bar{a}} = \varepsilon_T \omega_T$$

betragen, wenn man abgekürzt

$$\varepsilon = 1/(r-1), \quad (46a) \quad \varepsilon_T = 1/(r_T-1) \quad (46b)$$

bezeichnet.

Die Reaktionskräfte zwischen den beiden ideellen Stützen a und $\bar{a}$ werden durch eine einfache statisch unbestimmte Rechnung ermittelt, wobei als statisch unbestimmtes Hauptsystem der zuvor behandelte Balken auf Stützen gleicher Elastizität dient.

Mit den Bezeichnungen nach Abs. 1b und den in Abs. 4 angegebenen Beziehungen lauten die Formänderungsarbeiten der statisch Unbestimmten

$$\delta_{xx} = \omega B_{aa} + \varepsilon \omega, \quad (47a)$$

$$\delta_{yy} = \omega_T D_{aa}^* + \varepsilon_T \omega_T, \quad (47b)$$

$$\delta_{xy} = \omega B_{aa}^* = \omega_T D_{aa}, \quad (47c)$$

die der Einzellast $P_k = 1$

$$\delta_{xo} = -\omega B_{ak}, \quad (48a)$$

$$\delta_{yo} = -\omega_T D_{ak}^*, \quad (48b)$$

und die des Momentes $M_k = 1$

$$\delta_{xo}^* = -\omega B_{ak}^*, \quad (49a)$$

$$\delta_{yo}^* = -\omega_T D_{ak}^{* *}. \quad (49b)$$

Die statisch unbestimmten Größen werden in üblicher Weise aus den Elastizitätsgleichungen

$$\delta_{xx} X_{ak} + \delta_{xy} Y_{ak} + \delta_{xo} = 0, \quad (50a)$$

$$\delta_{xy} X_{ak} + \delta_{yy} Y_{ak} + \delta_{yo} = 0 \quad (50b)$$

(bzw. mit den Bezeichnungen δ^* , X^* und Y^* bei Momentenangriff) ermittelt.

Für Einzellastangriff $P_k = 1$ erhält man aus dem Vorstehenden mit

$$B_{Rk} = B_{ak} + (1 - B_{aa}) X_{ak} - B_{aa}^* Y_{ak},$$

$$D_{Rk} = D_{ak} + (1 - D_{aa}^*) Y_{ak} - D_{aa} X_{ak}$$

und

$$X_{ak} = \frac{(D_{aa}^* + \varepsilon_T) B_{ak} - B_{aa}^* D_{ak}}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*},$$

$$Y_{ak} = \frac{-D_{aa} B_{ak} + (B_{aa} + \varepsilon) D_{ak}}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*}$$

die gesuchten Einflußlinien für die Auflagerkraft und das Drehmoment der Randstütze R zu

$$B_{Rk} = (1 + \varepsilon) \frac{(D_{aa}^* + \varepsilon_T) B_{ak} - B_{aa}^* D_{ak}}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*}, \quad (51a)$$

$$D_{Rk} = (1 + \varepsilon_T) \frac{(B_{aa} + \varepsilon) D_{ak} - D_{aa} B_{ak}}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*}. \quad (51b)$$

Für Momentenangriff $M_k = 1$ ergibt sich in gleicher Weise

$$B_{Rk}^* = (1 + \varepsilon) \frac{(D_{aa}^* + \varepsilon_T) B_{ak}^* - B_{aa}^* D_{ak}^*}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*}, \quad (52a)$$

$$D_{Rk}^* = (1 + \varepsilon_T) \frac{(B_{aa} + \varepsilon) D_{ak}^* - D_{aa} B_{ak}^*}{(B_{aa} + \varepsilon)(D_{aa}^* + \varepsilon_T) - D_{aa} B_{aa}^*}. \quad (52b)$$

5. Anwendung der Theorie

a) Beispiel

Aus den Gleichungen in Abs. 2b und 2c erhält man für

$$z = 100, \quad z_T = 2 \quad \text{sowie} \quad \lambda = 2,00 \text{ m}$$

die Werte

$$\begin{aligned}\varphi &= -4,2400; & \tau &= +6,5412; \\ \eta &= -2,2706 - 0,5103 = -2,7809; \\ \nu &= -1,3904 + 0,9660 = -0,4244; & \mu &= +1,2633; \\ \mu - \nu &= +1,6877; & \mu + \nu &= +0,8389.\end{aligned}$$

Nach Abs. 3b ergeben sich für den beidseitig unendlich langen Balken mit

$$\varrho = 3,2500 \text{ und } \sigma = 3,0050$$

die statisch Unbestimmten zu

$$\begin{aligned}X_1 &= -0,4286; & X_2 &= -0,2989; & X_3 &= -0,1957 \text{ usw.}, \\ Y_1 &= +0,7373; & Y_2 &= +0,1941; & Y_3 &= -0,0677 \text{ usw.}, \\ X_1^* &= -0,06865; & X_2^* &= -0,05759; & X_3^* &= -0,04362 \text{ usw.}, \\ Y_1^* &= +0,3614; & Y_2^* &= +0,1855; & Y_3^* &= +0,0810 \text{ usw.}\end{aligned}$$

sowie die Auflagerreaktionen infolge $P_a = 1$ bzw. $M_a = 1$ zu

$$\begin{aligned}B_{aa} &= +0,1428; & B_{ba} &= +0,1297; & B_{ca} &= +0,1032 \text{ usw.}, \\ D_{aa} &= 0; & D_{ba} &= -0,1843; & D_{ca} &= -0,2328 \text{ usw.}, \\ B_{aa}^* &= 0; & B_{ba}^* &= +0,01106; & B_{ca}^* &= +0,01397 \text{ usw.}, \\ D_{aa}^* &= +0,1399; & D_{ba}^* &= +0,0497; & D_{ca}^* &= +0,0033 \text{ usw.}\end{aligned}$$

Die gesuchten Ordinaten der Einflußlinien findet man dann nach Abs. 4b mit

$$\kappa = 16,667.$$

$$\begin{aligned}B_{aa} &= +0,1428; & B_{ab} &= +0,1297; & B_{ac} &= +0,1032 \text{ usw.}, \\ D_{aa} &= 0; & D_{ab} &= +0,1843; & D_{ac} &= +0,2328 \text{ usw.}, \\ B_{aa}^* &= 0; & B_{ab}^* &= -0,01106; & B_{ac}^* &= -0,01397 \text{ usw.}, \\ D_{aa}^* &= +0,1399; & D_{ab}^* &= +0,0497; & D_{ac}^* &= +0,0033 \text{ usw.}\end{aligned}$$

Es ist also, wie dies stets beim beidseitig unendlich langen Balken sein muß, neben

$$B_{ak} = B_{ka} \text{ und } D_{ak}^* = D_{ka}^*,$$

auch fernerhin

$$D_{ak} = -D_{ka} \text{ und } B_{ak}^* = -B_{ka}^*.$$

Die Einflußlinie der Auflagerkraft B_{ak} ist in Abb. 14 dargestellt. In gleicher Abbildung sind noch die B_{ak} -Linien für einige andere z_T -Werte angegeben, um den Einfluß der Verdrehsteifigkeit der Stützen auf die Lastverteilung herauszustellen.

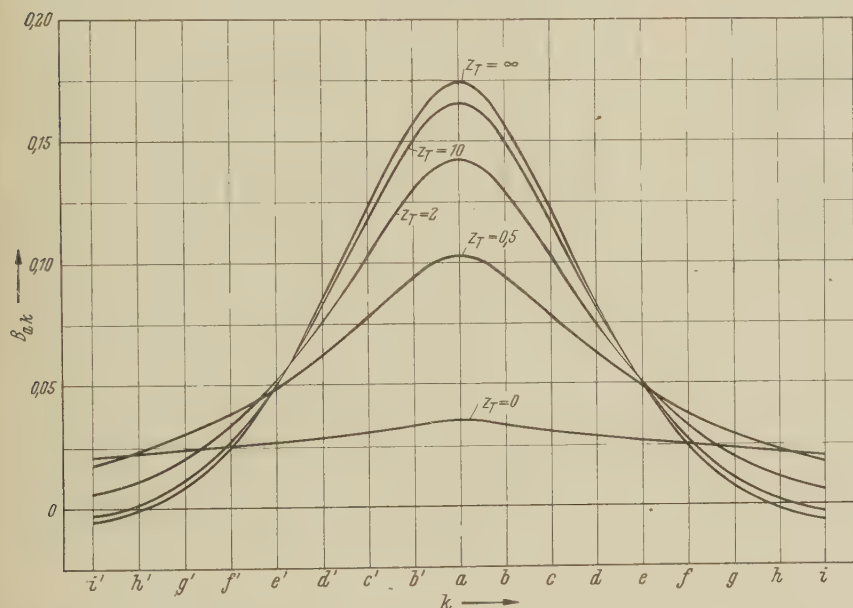


Abb. 14. Einflußlinien der Auflagerkraft B der Mittelstütze a des beidseitig unendlich langen Balkens für $z = 100$ und verschiedene z_T -Werte.

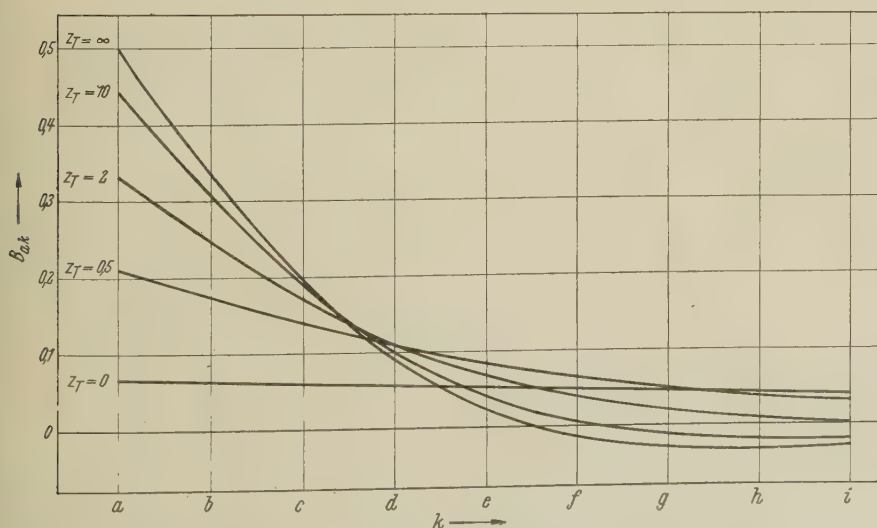


Abb. 15. Einflußlinien der Auflagerkraft B der Randstütze a des einseitig unendlich langen Balkens für $z = 100$ und verschiedene z_T -Werte.

In entsprechender Weise erhält man für den einseitig unendlich langen Balken nach Abs. 3c und 4b mit

$$\varrho' = 1,3611; \quad \sigma' = 1,3465; \quad \alpha = 0,8889; \\ \beta = 0,8847; \quad \kappa = 16,667$$

die statisch Unbestimmten zu

$$\begin{aligned}X_1 &= -0,6688; & X_2 &= -0,4205; \\ & & X_3 &= -0,2474 \text{ usw.}, \\ Y_1 &= -0,0043; & Y_2 &= -0,4299; \\ & & Y_3 &= -0,5413 \text{ usw.}, \\ X_1^* &= -0,03989; & X_2^* &= -0,05039; \\ & & X_3^* &= -0,04673 \text{ usw.}, \\ Y_1^* &= +0,6346; & Y_2^* &= +0,3772; \\ & & Y_3^* &= +0,2072 \text{ usw.}\end{aligned}$$

und die Ordinaten der Einflußlinien zu

$$\begin{aligned}B_{aa} &= +0,3312; & B_{ab} &= +0,2483; \\ & & B_{ac} &= +0,1731 \text{ usw.}, \\ D_{aa} &= -0,6646; & D_{ab} &= -0,1750; \\ & & D_{ac} &= +0,0610 \text{ usw.}, \\ B_{aa}^* &= -0,03988; & B_{ab}^* &= -0,03982; \\ & & B_{ac}^* &= -0,03339 \text{ usw.}, \\ D_{aa}^* &= +0,3255; & D_{ab}^* &= +0,1671; \\ & & D_{ac}^* &= +0,0729 \text{ usw.}\end{aligned}$$

Die Einflußlinie der Auflagerkraft B_{ak} ist in Abb. 15 neben solchen für einige andere z_T -Werte wiedergegeben.

Es seien noch für

$$r = 2 \text{ und } r_T = 2$$

die entsprechenden Einflußlinien beim unendlich langen Balken mit verstärkter Randstütze nach Abs. 4c ermittelt. Mit

$$\varepsilon = \varepsilon_T = 1/(2-1) = 1$$

ergibt sich nach Gl. (51)

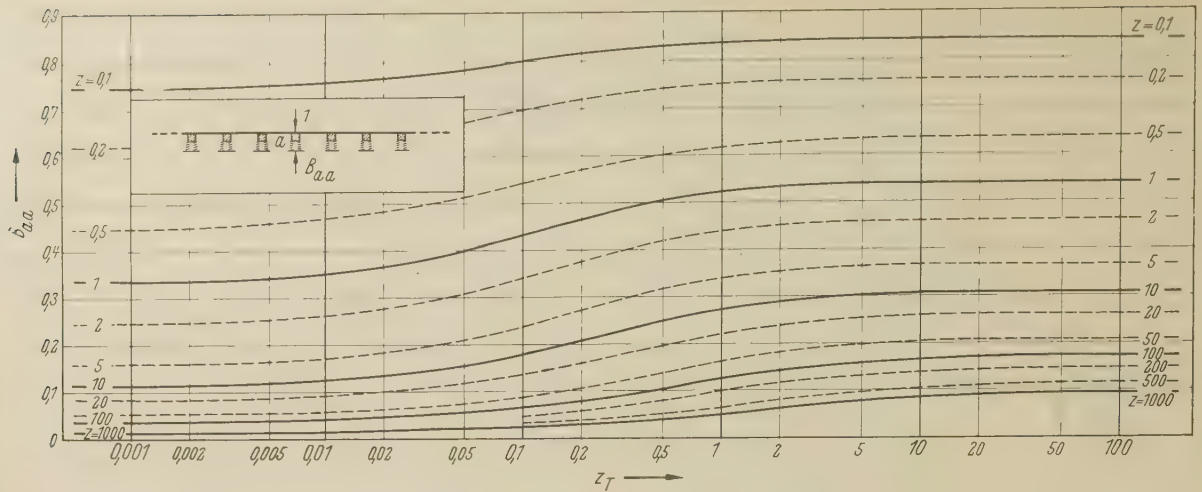


Abb. 16. Maximale Auflagerkraft B_{aa} beim beidseitig unendlich langen Balken in Abhängigkeit von z und z_T .

$$B_{Rk} = 2 \frac{1,3255 B_{ak} + 0,03988 D_{ak}}{1,3312 \cdot 1,3255 - 0,6646 \cdot 0,03988} =$$

$$= 1,5253 B_{ak} + 0,04589 D_{ak}.$$

$$D_{Rk} = 2 \frac{1,3312 D_{ak} + 0,6646 B_{ak}}{1,3312 \cdot 1,3255 - 0,6646 \cdot 0,03988} =$$

$$= 1,5318 D_{ak} + 0,7648 B_{ak},$$

bzw. nach Gl. (52) mit denselben Koeffizienten

$$B_{Rk}^* = 1,5253 B_{ak}^* + 0,04589 D_{ak}^*,$$

$$D_{Rk}^* = 1,5318 D_{ak}^* + 0,7648 B_{ak}^*.$$

Die Ausrechnung liefert die Werte

$$B_{RR} = +0,4747; \quad B_{Rb} = +0,3737; \quad B_{Rc} = +0,2668 \quad \text{usw.},$$

$$D_{RR} = -0,7647; \quad D_{Rb} = -0,0782; \quad D_{Rc} = +0,2258 \quad \text{usw.},$$

$$B_{RR}^* = -0,04589; \quad B_{Rb}^* = -0,05306; \quad B_{Rc}^* = -0,04758 \quad \text{usw.},$$

$$D_{RR}^* = +0,4681; \quad D_{Rb}^* = +0,2255; \quad D_{Rc}^* = +0,0861 \quad \text{usw.}$$

b) Maximale Auflagerkräfte bei variierter Elastizität der Stützen

Nach den zuvor angegebenen Gleichungen wurden die maximalen Auflagerkräfte B_{aa} infolge einer Vertikallast $P = 1$ bei Variation der Elastizität der Stützen errechnet. Sie sind in Abhängigkeit von z und z_T für den beidseitig unendlich langen Balken in Abb. 16, für den einseitig un-

endlich langen Balken in Abb. 17 dargestellt, und zwar mit der Kennziffer der elastischen Verdrehung z_T in logarithmischem Maßstab als Abszisse und der Kennziffer der elastischen Einsenkung z als Parameter.

Bei großen z -Werten ist der Einsenkungswiderstand der Stützen klein im Vergleich zur Biegesteifigkeit des Balkens, so daß eine gute Lastverteilung auftritt. Die Auflagerkraft B_{aa} ist relativ klein und wird für $z \rightarrow \infty$ gleich null. Bei kleinen z -Werten ist die Lastverteilung gering, so daß für $z \rightarrow 0$ der andere Grenzwert $B_{aa} = 1$ erreicht wird.

Der Verdrehwiderstand der Stützen, der bei kleinen z_T -Werten groß, bei großen z_T -Werten klein ist, beeinflusst die Lastverteilung sehr. Er muß aber schon ein bestimmtes Maß erreichen, um von größerem Einfluß zu sein. Die Erhöhung des Verdrehwiderstandes über ein bestimmtes Maß hinaus bringt keine Vorteile mehr, da die B_{aa} -Werte mit $z = \text{const.}$ sowohl für $z_T \rightarrow \infty$ wie auch für $z_T \rightarrow 0$ jeweils einem bestimmten Grenzwert zustreben.

Mit Hilfe von Abb. 16 und 17 lassen sich für beliebige z - und z_T -Werte sehr schnell die Einflußlinien für die Auflagerkraft der Stütze a infolge Einzellastangriff ermitteln. Nach Gl. (29a) gilt für den beidseitig unendlich langen Balken

$$X_1 = (B_{aa} - 1)/2$$

und nach Gl. (37a) für den einseitig unendlich langen Balken

$$X_1 = B_{aa} - 1.$$

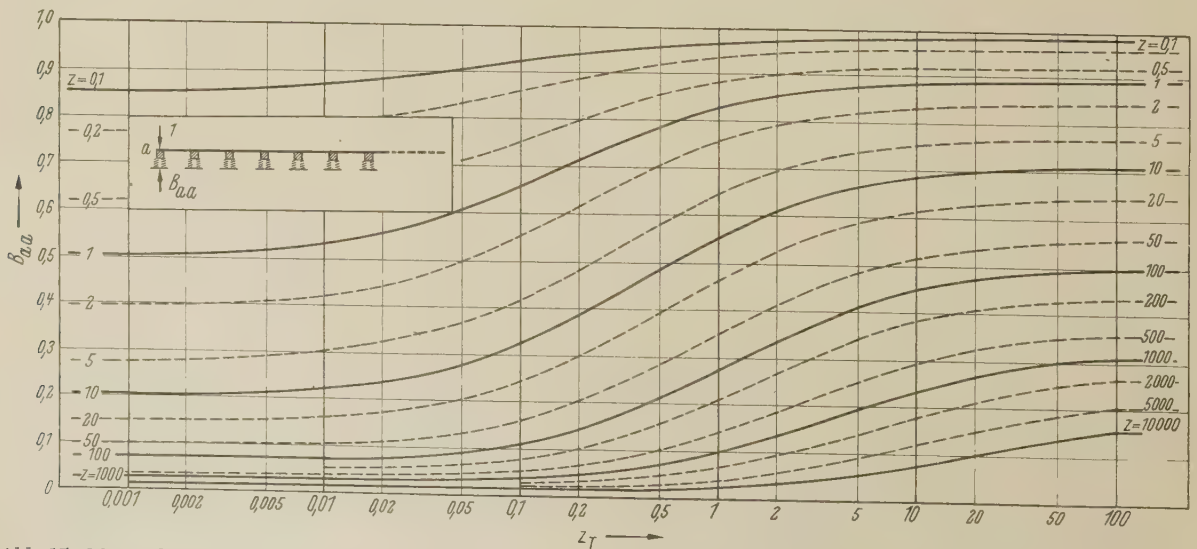


Abb. 17. Maximale Auflagerkraft B_{aa} der Randstütze des einseitig unendlich langen Balkens in Abhängigkeit von z und z_T .

Die weiteren statisch Unbestimmten X_2, X_3 usw. ergeben sich hieraus nach Gl. (27a) bzw. (35a) mit den Fortpflanzungsziffern μ und ν , die genau genug aus Abb. 4 und 5 abgegriffen werden können. Mit

$B_{ba} = X_2 - X_1, \quad B_{ca} = X_3 - X_2, \quad \text{usw.}$

findet man dann die gesuchten Ordinaten der Einflußlinien.

Eindrücke vom Talsperrenbau in Algerien

Von o. Prof. Dr.-Ing. F. Hartung, München

Auf Grund einer Studienreise, die zu einem Besuch von einem Dutzend Talsperren in Algerien führte, soll im folgenden versucht werden, die Probleme des algerischen Talsperrenbaus wiederzugeben, wobei man sich dabei bewußt

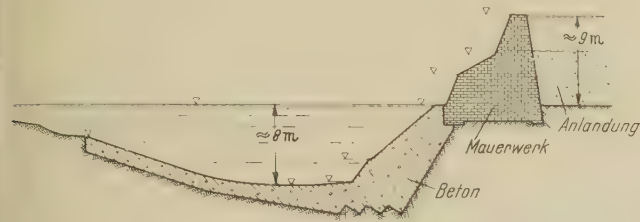


Abb 1. Querschnitt der Sperre von Ponteaba mit anschließender Kolkssicherung.

sein muß, daß nur ein Ausschnitt aus einem umfangreichen Kapitel dargestellt ist; denn es gibt in Algerien erheblich mehr Talsperren allen Alters und aller Systeme. Die maßgebenden Zahlenwerte für einige dieser Anlagen sind der Übersichtlichkeit halber in Tabelle 1 zusammengestellt.

80—100 Jahre alte Sperrmauern

Das Überraschendste für den ausländischen Besucher ist wohl die Tatsache, daß der Talsperrenbau in Algerien durch die französische Regierung schon etwa 100 Jahre alt ist und daß dort ausgesprochene Pionierarbeit auf diesem Gebiet geleistet worden ist. Ein solcher Veteran unter den Talsperren ist z. B. die Sperre von Ponteaba, ein seit 1875 bestehendes Bauwerk zur Ableitung des Oued Chélif in ein Bewässerungssystem bei Orleansville. In jener Zeit natürlich ganz in Mauerwerk errichtet, erlitt die Sperre im

Literatur
1. Dischinger: Bauingenieur 23 (1942) S. 15 u. 74.
2. Worch: Bauingenieur 30 (1955) S. 388.
3. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen, 2. Band, II. Abt., 2. Aufl., Leipzig 1925, S. 167.
4. Neugebauer: Stahlbau 22 (1953) S. 183.
5. Homberg: Kreuzwerke, Forschungshefte a. d. Gebiet d. Stahlbaus, Heft 8, Berlin 1951, § 8.
6. Homberg: [5] § 3.

Laufe der Jahre verschiedene Beschädigungen bei Hochfluten. Insbesondere mußten die Widerlager verstärkt und schließlich durch Betonbauwerke ersetzt werden. Große Schwierigkeiten hat bei dem durch Hochwasser häufig überströmten Bauwerk die Kolkverhütung gemacht. Man hat sich schließlich dadurch geholfen, daß man den entstandenen sehr großen Kolk vollkommen ausbetonierte und den luftseitigen Mauerfuß entsprechend unterbaute (Abb. 1). Dieses alte, schon nicht mehr ganz standfeste Bauwerk wurde am 9. September 1954 vom Erdbeben hart

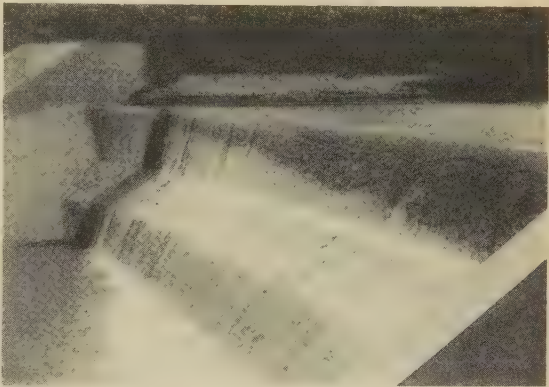


Abb. 2. Ansicht der Sperre von Ponteaba nach dem Erdbeben Herbst 1954.

getroffen und beschädigt, ohne jedoch nachzugeben. Es erhielt Risse und wurde als Ganzes verschoben und quer zum Fluß geneigt, wie man aus Abb. 2 gut erkennen kann. Der Stoß ging vom rechten zum linken Ufer, an dem auch

Tabelle 1.

Name	Baujahr	Dammkubatur m³	Beckeninhalt m³	Jahresabflußmenge m³	Höhe m	Basisbreite m	Kronenlänge m	Bauart	Dichtungsschleier		Kapazität der H. W. Entlast.-Anlage m³/s	Energieerzeugung kVA
									Bohrlöcher lfdm	Zement t		
Ghrib	1927/43	700 000	280 · 10 ⁶	120 · 10 ⁶	65	160	65	Trockenmauer	50 000	12 000	4 000	10 000
Oued Fodda	1928/32	215 000	225 · 10 ⁶	85 · 10 ⁶	100	65	170	Schwergewichtsmauer, Beton	9 500	6 700	1 300	12 000
Oued Fergoug	1865/71 1873 1883/85 1934	?	30 · 10 ⁶	?	33	27,5	470	Schwergewichtsmauer, Bruchstein, nachträglich vorgespannt	—	—	2 300	—
Bou-Hanifia	1930/40	750 000	72 · 10 ⁶	100 · 10 ⁶	53	137	464	Trockenmauer	62 000	?	6 000	3 800
Cheurfas	1882 1892	?	15,5 · 10 ⁶	?	30	22	160	Schwergewichtsmauer, Bruchstein, Mauerwerk nachträglich vorgespannt [37 Anker]	12 745	3 363	?	—
Sarno	1947/53	316 000	22 · 10 ⁶	15 · 10 ⁶	27,5	150	310	Erddamm	?	?	1 000	—
Beni Bahdel	1934/41	?	73 · 10 ⁶	85 · 10 ⁶	55 15 15	— — —	350 221 451	3 Gewölbreihenmauern	—	—	1 200	15 000

die größten Zerstörungen entstanden. Insbesondere wurde die eiserne Schütze im Entlastungsbauwerk vollkommen zerstört. Die Reparaturarbeiten sind im Gange.

Eine weitere historische Anlage mit sehr wechselvoller Geschichte ist die Sperre im Oued Fergoug bei Perrégaux. Sie wurde 1865/71 in Mauerwerk errichtet und hatte damals eine Hauptmauer von 316 m Länge bei 35 m Höhe und 2 abgewinkelte Seitenmauern von 30 m und 125 m Länge, deren letztere am linken Ufer als Überfallwehr für etwa 900 m³/s diente. Der ursprüngliche Beckeninhalt war 30×10^6 m³. Man schätzt, daß davon etwa 13×10^6 m³ inzwischen aufgefüllt sind.

Der Überfallteil wurde schon 1872 durch eine Flut von 700 m³/s auf 50 m Länge zerstört, aber sofort wieder aufgebaut, wobei damals ungenügende Fundamente als Begründung für den Einsturz galten. Eine entsprechende Verbesserung der Fundamente und die Auffüllung der Auskolkungen wurden mit dem Wiederaufbau verbunden. Aber schon 1881 kam es zu einem neuen Bruch, diesmal in der eigentlichen Mauer auf 150 m Länge bei einem Hochwasser von 850 m³/s, wobei ebenfalls wieder ungenügende Fundamentierung als Erklärung gegeben wurde. Jetzt änderte man das Profil und baute 1883/85 erneut wieder bis zur vollen Höhe auf, ohne jedoch die relative Mauerbreite von 0,69 im neuen Querschnitt zu vergrößern (Abb. 3).

Schließlich kam es zu einer neuen umfangreichen Zerstörung im Jahre 1927 bei einem katastrophalen Hoch-

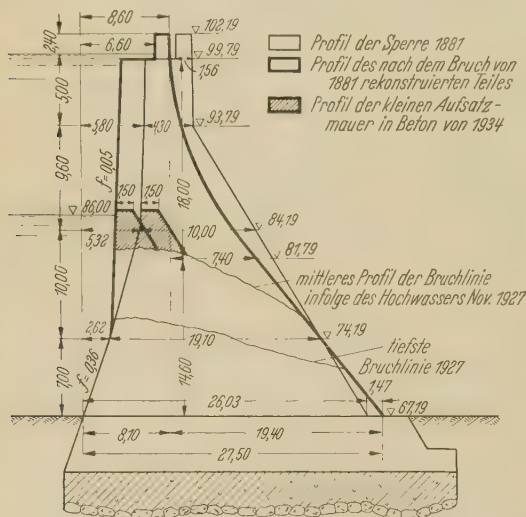


Abb. 3. Querschnitt der alten Sperre von Fergoug mit Angabe von Lage und Form der Bruchfugen.

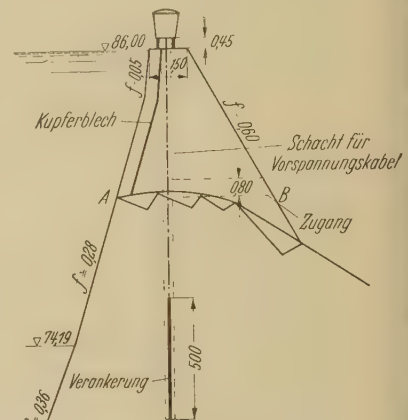
wasser von 2300 m³/s, dessen Spitze aber auf 4000 bis 5000 m³/s geschätzt wird. Die Bresche ist 155 m lang und 20 m tief. Als Ursache wird diesmal angegeben, daß

1. der Mörtel des Mauerwerks infolge ständiger Durchsickerung zerfallen war,
2. das Profil des alten Entwurfs keine Reserve bot und
3. vor allem, daß ein solches katastrophales Hochwasser, das zudem stark mit Schwebstoffen beladen war, einen erheblichen Überstau erzeugte.

Es kann als sicher angenommen werden, daß infolge des zerfallenen Mörtels und unter der Überlastung durch den Überstau an der Wasserseite horizontale Risse entstanden, in denen innerer Auftrieb wirksam wurde. Die Zerstörung erfolgte dann sehr genau durch Abscheren in einer Fuge, die nach der heutigen Theorie als die gefährlichste erkannt ist, nämlich in der Kurve, in der das Verhältnis Schubspannung zu Normalspannung (τ/σ) ein Maximum hat und die jeweils unter dem Winkel ψ gegen die Hauptspannungstrajektorien verläuft (Abb. 3), wobei $\tan \psi = \sqrt{\sigma_1/\sigma_2}$ ist.

Wiederaufbau und Verstärkung durch Vorspannung

Die Wiederverwendung des Torsos einer der ältesten Spermauern erfolgte diesmal unter Verwendung der neuesten Lösung im Talsperrenbau, die hier zum erstenmal Anwendung fand. Man hat 1934 zunächst einmal auf die Bruchstelle bis etwa 16 m unter der ursprünglichen Krone eine kleine Staumauer aus Beton gesetzt, die in Blöcke zu je 5 m Länge unterteilt ist. Jeder dieser Blöcke ist mit vorgespanntem Seil etwa 10 m tief im alten Mauerwerk verankert (Abb. 4). Die Spannkraft der Seile ist verschieden von 125 bis 285 t, je nach der Höhe des zu verankernden Blockes. Die jetzt für den Überfall zur Verfügung stehende Länge von 137 m reicht aus, um 2300 m³/s mit einer Überfallhöhe von 4,5 m abzuführen. Nachdem



Die Spannkraft der Kabel variiert zwischen 125 u. 285 t

Abb. 4. Aufsätzen einer kleinen Staumauer auf die Bruchfuge der alten Mauer von Fergoug mittels vorgespannter Kabel

Außerdem hat man die Gelegenheit benutzt, um auf diese Sperre einen Saugheber für Versuchszwecke aufzusetzen, der 60 m³/s leistet und dazu dient, an anderer Stelle ausgeführte Modellversuche im Maßstab 1:1 zu überprüfen. Dieser Saugheber hat inzwischen wertvolle Dienste beim Studium der Heberprobleme geleistet.

Dieselbe Entwicklungsarbeit zugunsten moderner Bauweisen unter Benutzung vorhandener Bauwerke wurde auch noch an einer weiteren alten Talsperre im großen Umfang geleistet, nämlich an der Cheurfas-Sperre am Oued Mekerra. Diese besteht seit 1880 und ist ganz ähnlich wie die von Fergoug eine Schwergewichtsmauer in Bruchsteinmauerwerk. Auch hier fehlte es beim ersten Bau noch an Erfahrungen, und schon bei einem Hochwasser 1885 ging das rechte Ufer und der angrenzende Mauerteil zu Bruch. 1892 war der Wiederaufbau in der eigenartigen, nach Oberwasser zu offenen V-förmigen Grundrißform vollendet (Abb. 5). Die Mauerhöhe von Talsohle bis Krone war 30 m mit einer Basisbreite von 22 m, also einer relativen Mauerbreite von 0,73. Auch dieses Profil dürfte bei dem

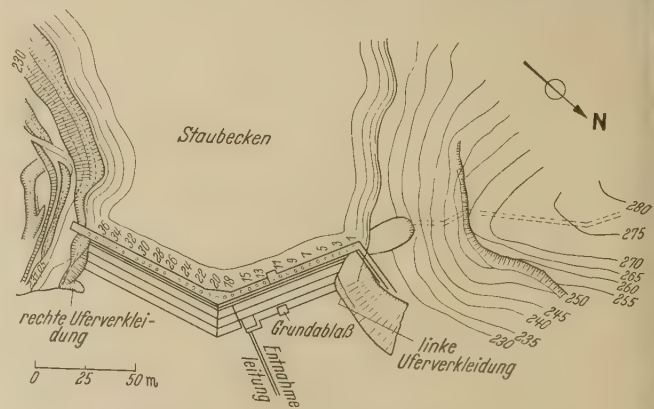


Abb. 5. Grundriß der Sperre von Cheurfas.

wahrscheinlich auftretenden Auftrieb und Überstau noch sehr schlank sein. Man versuchte jedoch, die Mauer durch eine starke Erweiterung unter der Talsohle und durch kräftiges Einbinden an den Ufern im Untergrund gewissermaßen zu verankern. In den darauffolgenden Jahren ging auch alles gut, bis auf zunehmende Durchsickerungen am rechten Ufer und erhebliche Auskolkungen am luftseitigen Mauerfuß als Folge häufiger Überströmungen.

Aber erst der Katastrophenwinter 1927/28 führte einen Zustand herbei, der ein sofortiges Eingreifen notwendig machte. Die Überströmungshöhe von 1,8 m während des Hochwassers führte zu untragbaren Auskolkungen am Mauerfuß. Auch wiesen die inzwischen entwickelten Berechnungsmethoden die Unsicherheit des Profils in beängstigender Weise nach. Bis 1934 wurde schließlich eine Reihe von Sicherungsmaßnahmen durchgeführt:

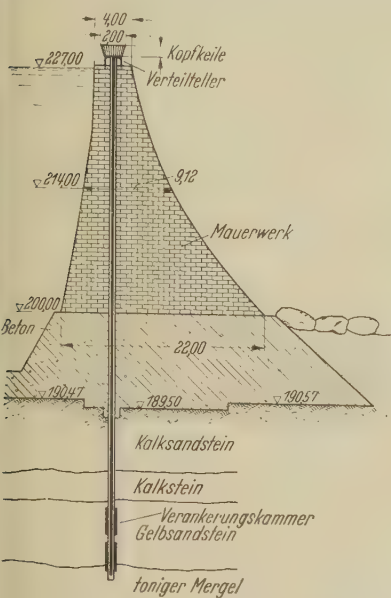


Abb. 6. Querschnitt der durch vorgespannte Kabel verstärkten Mauer von Cheurfas.



Abb. 7. Ansicht der durch vorgespannte Kabel verstärkten Mauer von Cheurfas von der Luftseite.

können. Die Seilköpfe sind in Betonkörper gefaßt, die zur Erzielung der Vorspannung dienten und über der Mauerkrone sichtbar sind (Abb. 7).

Durch aufgesetzte einfache bewegliche Schütze wurde auch tatsächlich eine Stauerhöhung von 2,25 m vorgenommen, doch wäre eine Erhöhung um weitere 2,75 m zu verantworten. Solche Erhöhungen des Stauziels sind notwendig, weil die jetzige Kapazität infolge Verlandung nur noch $4 \times 10^6 \text{ m}^3$ ist und die Anlage ihre Aufgabe praktisch nicht

mehr erfüllen kann. Es kam der Gedanke auf, eine neue Sperre zu bauen, doch findet sich angeblich keine geeignete Stelle mehr am gleichen Flußlauf. Lediglich am Platz der

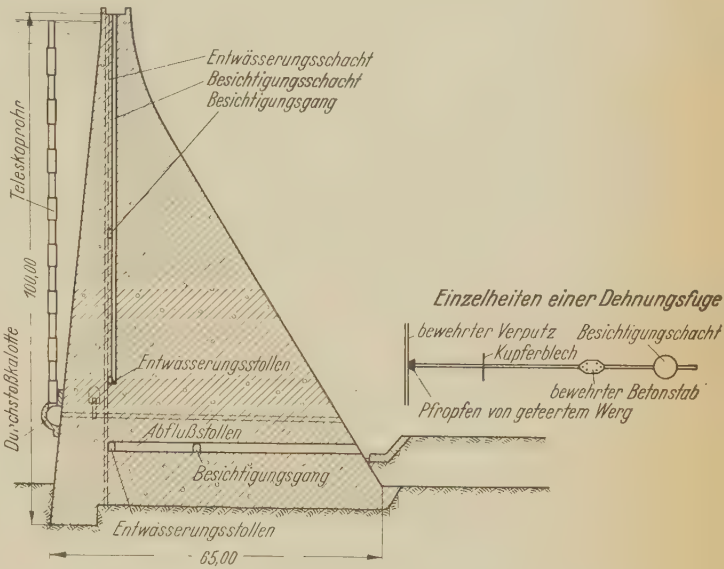


Abb. 8. Schwergewichtsmauer von Oued Fodda mit den vorgesehenen neuen Grundablässen und der Kalotte zum Durchstoß bei Vollstau.

bestehenden Anlage wäre eine Möglichkeit, die geplante neue 60 m hohe Sperre zu errichten, weil nur dort dem Untergrund eine solche Beanspruchung zugemutet werden kann. Man müßte also die bestehende Sperre zuerst entfernen, bevor man den Neubau beginnen kann. Glücklicherweise fand sich an einem Nebenfluß, dem Sarno, noch eine Möglichkeit, einen Stausee in diesem Flußgebiet zu schaffen, so daß der Neubau in Cheurfas vorläufig zugunsten dieser neuen Sperre am Sarno zurückgestellt wurde.

Messungen an den Spannseilen der Sperre von Cheurfas haben in keinem Fall eine Änderung der Spannung um mehr als 10 % ergeben. Der Erfolg spricht für den seinerzeit vollkommen neuartigen Versuch. Jedenfalls war der gewählte Weg sicher eine elegante Möglichkeit, das hier gestellte Problem zu lösen: nämlich einer unterdimensionierten Schwergewichtsmauer eine entsprechende Stand-sicherheit zu geben.

An diesen beiden alten Sperren sind die Erfahrungen gesammelt worden, die es nun ermöglichen, das Verfahren der Vorspannung weiter auszubauen. Inzwischen sind neue Sperren nach dem Vorbild der Verstärkung von Cheurfas im Bau, bei denen die Dimensionierung von vornherein unter der Berücksichtigung der Vorspannung an der Wasserseite vorgenommen wurde; z. B. die Anlagen Oued Mellegue in Tunis, Allt-Na-Larige in Schottland und Steenbras in Süd-Afrika. Dazu hätte man sich wohl kaum entschließen können, wenn nicht für dieses Verfahren bei Cheurfas nun schon eine 20jährige Erfahrung vorläge.

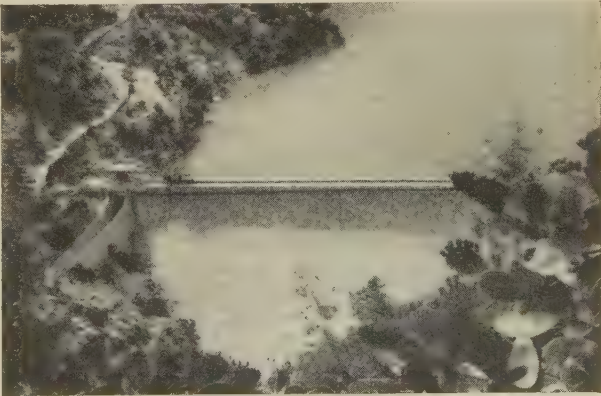


Abb. 9. Sperrmauer von Oued Fodda.

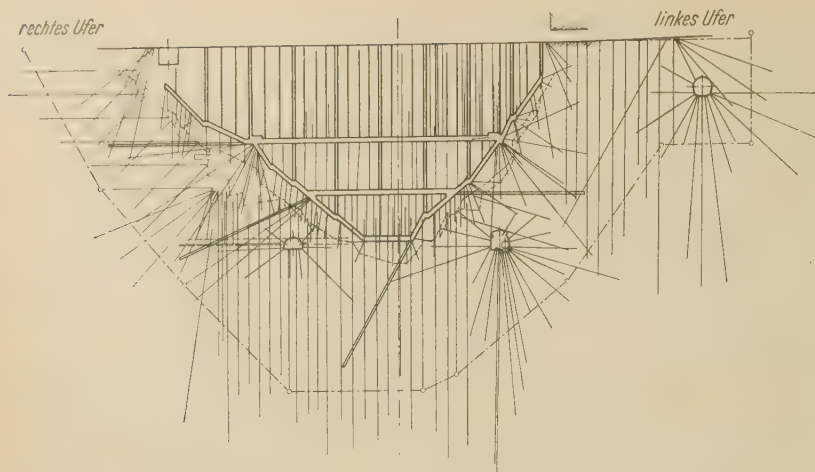


Abb. 10. Injektionsschleier unter der Sperrmauer von Oued Fodda.

Neue Schwergewichtsmauer in Beton

Eine neue Schwergewichtsmauer in Beton — übrigens mit dem zweitgrößten Beckeninhalte in Algerien von $225 \times 10^6 \text{ m}^3$ — ist die Sperre im Oued Fodda. Sie wurde 1932 fertiggestellt. Die relative Mauerbreite ist bei der größten Höhe von 100 m nur 0,65 (Abb. 8 und 9). Es handelt sich also hier um ein Minimalprofil ohne Berücksichtigung von Auftrieb und Überstau nach der Beziehung $b/h = \beta = \gamma_{\text{wasser}} / \gamma_{\text{beton}}$ mit $\gamma_{\text{beton}} = 2,3 \text{ t/m}^3$. Wie man die so geringe Breite in diesem Fall begründet, ist nicht ersichtlich, weil immerhin Erdbebengefahr besteht und keinerlei Gewölbewirkung oder monolithisches Zusammenwirken des ganzen Mauerkörpers möglich ist. Außerdem besteht das Gebirge des Untergrundes aus Kalkstein, in dessen Spalten und Rissen die Gefahr von Wasserverlust und Auftriebbildung durchaus vermutet wurde. Die Mauer wurde deshalb — allerdings sehr sorgfältig — entwässert. Des weiteren hat man sehr erhebliche Aufwendungen gemacht, um den Untergrund dicht zu bekommen. Durch einen Dichtungsschleier, der 9500 lfdm Bohrlöcher und 6700 t Zement und Chemikalien erforderte, gelang es dann auch, aller Probleme im Untergrund Herr zu werden (Abb. 10).

Das Problem der Stauraumverlandung

Das eigentliche Problem der Anlage ist die Verlandung des Stauraumes. Die Sperre erhält einen Jahresabfluß von $85 \times 10^6 \text{ m}^3$. Es handelt sich also um einen Überjahresausgleich. Genaue Messungen haben ergeben, daß der Umfang der Versandung die Größenordnung von 3 % des Jahreszuflusses hat, so daß die Sperre jährlich mehr als 1 % Inhalt einbüßt. Zur Zeit der Voruntersuchungen um 1925 war vorgeschlagen worden, eine Vorsperre etwa 35 km flußaufwärts zu errichten. Schon damals war nämlich festgestellt worden, daß 85 % der festen Bestandteile, die der Fluß mit sich führt, aus einem bestimmten, klar abgrenzbaren Teil des Einzugsgebietes stammen, das etwa 35 km stromauf beginnt und wenig kultiviert, sogar fast unbewachsen ist, aber eine Oberfläche aus Mergel hat. Leider hat man diesen Vorschlag damals nicht beachtet, sondern im Gegenteil durch die Umsiedlung der Talbewohner auf die Höhen die Abholzung noch weitergetrieben.

Im Bestreben, den Sperreninhalt so lange wie möglich zu erhalten, hat man inzwischen mit der Aufforstung begonnen und mit einer Befestigung des Geländes durch Anlage zahlreicher Bermen auf den umliegenden Höhen, um so der Erosion entgegenzuarbeiten. Außerdem sollen in Zukunft im Becken Bagger eingesetzt werden (!).

Unglücklicherweise ist nun auch noch die Grundablaßschütze blockiert. Es handelt sich um einen Ringschieber nach dem System Lamer-Johnson, bei dem eine Zerstörung der Bewegungseinrichtung eintrat, ohne daß man

die Möglichkeit hat, den Schieber auszubauen. Diese Verschlußart hat übrigens eine gewisse Empfindlichkeit gegen Temperatur und eine daraus resultierende Neigung, unter Einfluß von warmem Wasser zu klemmen. Es sollen nun 4 neue Grundablässe von 0,8 m ϕ horizontal in Sohlennähe durch die Staumauer gebohrt werden, um sich der sog. „Courants de Densité“ (density currents) zu bedienen, die bei Hochwasser eine gewisse Schwebestoffabführung durch die Sperrmauer selbst ermöglichen sollen. Man versteht unter Courants de Densité Strömungen, die an der Wurzel des Stausees beginnen und in der Regel am Boden des Beckens mit geringfügiger Abschwächung bis zur Stauanlage selbst gelangen. Sie haben ihre Begründung darin, daß der Zufluß aus Wasser von höherem spezifischen Gewicht besteht im Vergleich zum Wasser des Staubeckens. Das höhere spezifische

Gewicht ist dabei eine Folge von geringerer Temperatur, größerem Salzgehalt oder auch starker Schwebestoffführung. Der Durchstoß der geplanten Bohrungen — es werden besonders entwickelte amerikanische Maschinen verwendet, die Löcher von 0,8 m ϕ in einem Stück ausbohren — soll gegen den Stau erfolgen, und zwar im Schutze von Betonkalotten, die durch eine Teleskoprohrleitung mit der Luft über dem Oberwasser verbunden sind (Abb. 8). Man kann dieser Operation, die im Jahre 1956 vor sich gehen soll, nur mit großer Erwartung entgegensehen, wenn man sich der Schwierigkeiten ähnlicher Arbeiten entsinnt.

Grundsätzlich hat der Talsperrenbau in Algerien, wie in allen ähnlichen Ländern, seinen gefährlichsten Feind in der Versandung der Becken. Im allgemeinen rechnet man mit 1 % Inhaltsverlust im Jahr. Als Beispiel dafür, welchen erschreckenden Umfang die Versandung der Becken annehmen kann, sei auf Grund einwandfreier Messungen der Fall Cheufas angeführt (Abb. 11). Die Gegenmaßnahmen

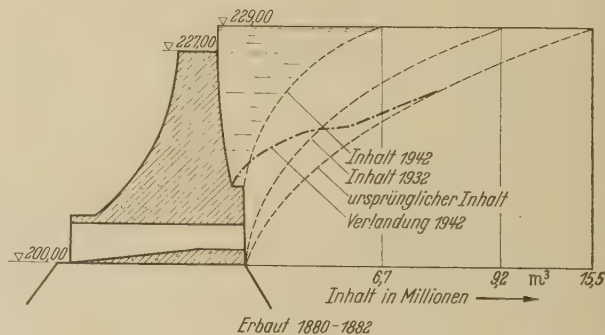


Abb. 11. Beckeninhaltslinie der Sperre von Cheufas zur Zeit des Baues und etwa 60 Jahre später.

erfolgen zum Teil im Becken selbst (Grundablässe, Bagger), zum größten Teil aber im Einzugsgebiet (Aufforstung, Bodenbefestigung). Die letzteren Maßnahmen wirken sich natürlich weit über den reinen Schutz der Talsperre hinaus sehr zum Segen des Landes aus.

Geologische Schwierigkeiten

Das andere Problem sind die geologischen Verhältnisse, und zwar in erster Linie ihre genaue Erkundung, an der es bei vielen Bauten offenbar gefehlt hat. Eine geeignete geologische Untersuchung ist und bleibt aber im Talsperrenbau die beste Versicherung des Baus selbst wie auch des Bauwerkes. Es seien deshalb hier die Worte des französischen Geologen Pierre Gevin aus dem Schlußwort seiner geologischen Betrachtungen über die Sarno-Sperre zitiert:

„Was den Geologen anbetrifft, so muß er sich wohl immer wieder sagen, daß die Beschäftigung mit einem Talsperrenprojekt schwieriger ist als eine griechische Aufgabe, bei der die boshaften und doch so kleinen Akzente und spiriti, die auch der gespanntesten Aufmerksamkeit entgehen, grauenvolle Barbarismen oder gar Unsinn zur Folge haben können. Folglich wird sich der Geologe noch mehr dem Gelände widmen, auch wenn es ihm sehr einfach und unproblematisch erscheint. Er wird sich auf das Studium aller ausgeführten Bohrungen werfen und seinen Wunsch nach großen Synthesen und der großen Linie unterdrücken, um zu versuchen, sich dem ausführenden Ingenieur anzupassen und ihn soweit wie möglich mit seinem ausgeprägten Sinn für genaueste und ständige Beobachtungen zu unterstützen.“

Im übrigen tun wir Geologen den Ingenieuren keinen Gefallen, wenn wir ihnen sagen, was sie längst wissen: daß nämlich in diesem Zusammenhang ihre Hauptaufgabe darin besteht, den Geldleuten klarzumachen, daß die Bodenuntersuchungen bei weitem die rentabelsten Arbeiten sind.“

Diesem Grundsatz ist man aber häufig nicht gefolgt und daraus erklärt sich ein großer Teil der Schwierigkeiten an den algerischen Talsperren. An und für sich ist man oft durch die Verhältnisse gezwungen worden, Sperrstellen mit wenig günstigen geologischen Bedingungen zu wählen, aber sehr häufig war die geologische Untersuchung nicht ausreichend und es gab unangenehme Überraschungen und sehr erhebliche Aufwendungen, wie man schon aus Tab. 1 entnehmen kann und auf die bei den beiden folgenden Anlagen besonders hingewiesen werden muß.

Dämme in Trockenmauerwerk

In Würdigung der geologischen Schwierigkeiten hat man einige der älteren Sperren als Staudämme in Trockenmauerwerk ausgeführt. Beispiele hierfür sind die Anlagen Ghrib und Bou-Hanifia. Davon ist Ghrib 1927 begonnen, 1935 mit halber Stauhöhe in Betrieb genommen und 1943 vollendet worden. Der Untergrund erzwang eine Damm-
lösung, wobei man damals noch eine Konstruktion in Trockenmauerwerk aus Kalkstein vorsah. Heute würde auch ein Erddamm in engere Erwägung gezogen. Der Beckenin-
halt war ursprünglich $280 \times 10^6 \text{ m}^3$ und damit der größte in Algerien. Jedes Jahr wird indessen 1 % davon infolge Verlandung eingebüßt. Die zu kontrollierende Jahreswassermenge ist $120 \times 10^6 \text{ m}^3$, so daß genügend Reserve für einen Überjahresausgleich vorhanden ist.

Der gesamte Staukörper (Abb. 12) ist mit dem Kran bzw. von Hand gesetzt, wobei bis zu 10 t schwere Blöcke Verwendung fanden. Die Hohlräume zwischen den größeren Blöcken sind sorgfältig von Hand mit kleinem Material ausgefüllt. Irgendwelche außergewöhnlichen Erfahrungen hat man seit der Inbetriebnahme mit dem eigentlichen Staukörper nicht gemacht, wohl aber mit dem Untergrund, dessen schlechte Beschaffenheit auch schon die Verzögerung des Bauvorgangs erzwang. Die Anlage steht nämlich geologisch an einem sehr ungünstigen Platz auf wechselnden Schichten von Sandstein und Mergel. Die günstige orographische Lage ließ jedoch diese Stelle als einzig mögliche erscheinen und man mußte sich mit entsprechenden Maßnahmen im

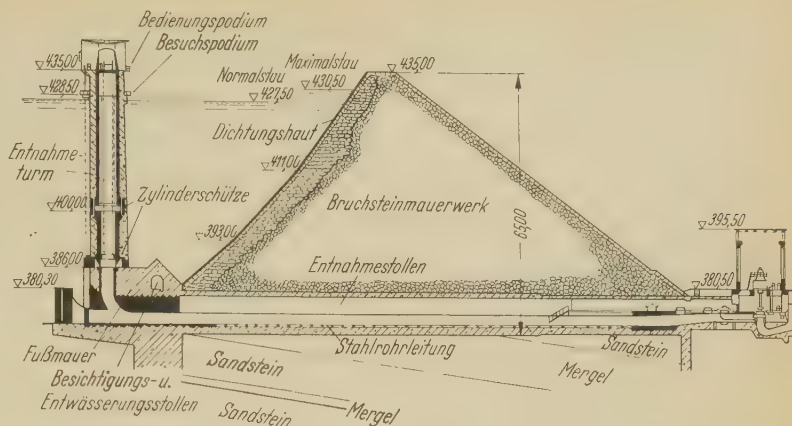


Abb. 12. Sperre von Ghrib mit Entnahmeturm und Kraftwerk.

Untergrund abfinden. Im ganzen wurden 50 000 lfdm Bohrlöcher notwendig, um einen Dichtungsschleier von $50 000 \text{ m}^2$ Fläche zu schaffen, der 12 000 t Zement und Chemikalien verschlang. Außerdem wurde noch ein Netz von Drainage-
stollen mit insgesamt 3000 lfdm angeordnet (Abb. 13).

Die Dammfüße sind durch Fußmauern aus Beton gesichert, von denen die oberwasserseitige einen Kontrollgang enthält. Bemerkenswert ist noch, daß an der Basis zwischen Trockenmauerwerk und Untergrund eine sog. Verteilerplatte von 0,5 m Stärke in Stahlbeton vorgesehen wurde, um die Lasten möglichst gleichmäßig an den sehr inhomogenen Untergrund abzugeben. Natürlich befürchtete man dann ein Gleiten dieser Platte auf dem Mergel und mußte sie deshalb an ihren Rändern in den Sandstein einbinden, während sie auf der ganzen Fläche mit Stahlbetonpfählen im Mergel verankert wurde.

Es war ein großes Risiko, ein solches Bauwerk an dieser Stelle zu errichten. Es ist jedoch dank der umfangreichen Gegenmaßnahmen bisher zu keinerlei ersten Schwierigkeiten gekommen. Die Sickermenge beträgt bei Vollstau etwa 20—25 l/s. Die einzige Störung trat dadurch ein, daß infolge Bewegungen des Untergrundes am wasserseitigen Dammfuß die unterste Reihe der Stahlbetonplatten, die die eigentliche bituminöse Dichtungshaut schützen sollen, herausfiel, worauf der ganze Schutzbelag abrutschte, so daß nunmehr die Dichtungshaut schutzlos ist. Jetzt fürchtet man deshalb vor allem die Einwirkung der Sonne und begegnet ihr durch dauerndes Berieseln der Dichtungshaut mit Hilfe eines fest eingebauten Rohrsystems, sobald der Spiegel abgesunken ist. Pläne für eine neue Schutzhaut bestehen, sind aber noch nicht verwirklicht.

Die schon erwähnte zweite Sperre in Trockenmauerwerk, Bou-Hanifia am Oued el Hammam, wurde 1930 begonnen nach sehr kurzen, wie sich herausstellte zu kurzen Voruntersuchungen, die zur Folge hatten, daß der eigentliche Bau wegen der auftretenden Schwierigkeiten im Untergrund sich bis 1940 hinzog. Die Verschiedenartigkeit des Untergrundes und seine Nachgiebigkeit ermöglichten

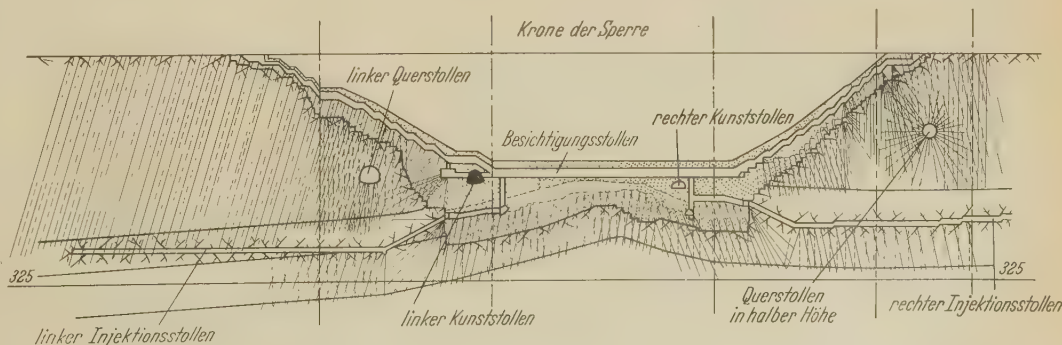


Abb. 13. Injektionsschleier unter der Sperre von Ghrib.

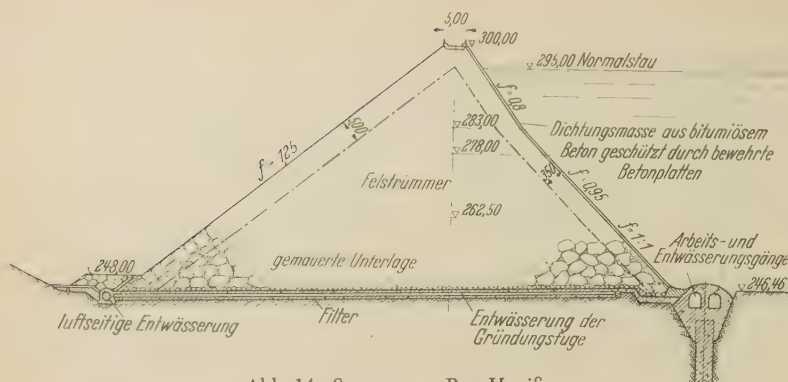


Abb. 14. Sperre von Bou-Hanifia.

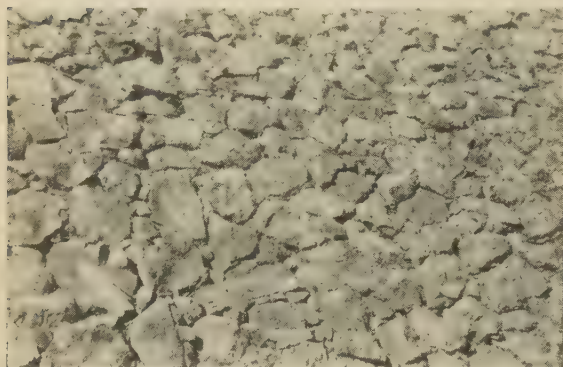


Abb. 15. Typisches Trockenmauerwerk der Sperren von Ghrib und Bou-Hanifia.

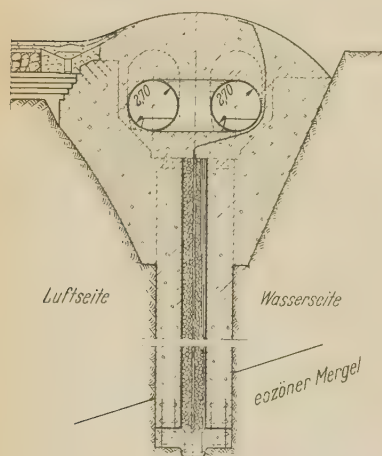


Abb. 16. Querschnitt durch den wasserseitigen Fuß und die Herdmauer der Sperre von Bou-Hanifia.

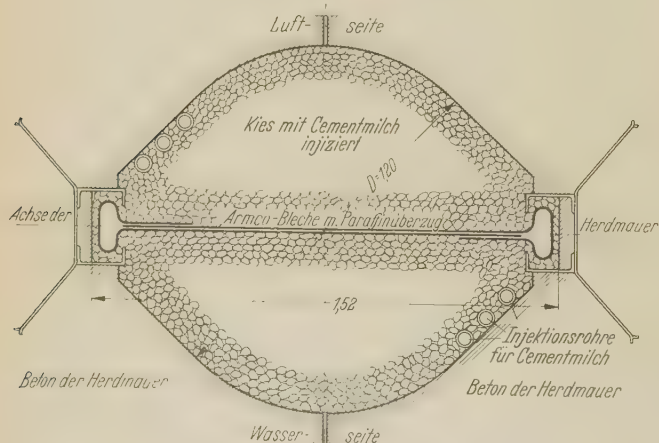


Abb. 17. Horizontalschnitt durch die Dichtung zwischen den Herdmauerabschnitten am wasserseitigen Fuß der Sperre von Bou-Hanifia.

nur einen Damm, und die Wahl fiel wegen günstiger Steinbruchverhältnisse auch hier, wie in Ghrib, auf einen Damm aus Trockenmauerwerk (Abb. 14). Der Dammkörper besteht aus Blöcken von 2 bis 10 t Gewicht, die mit dem Kabelkran versetzt wurden. Die Zwischenräume sind von Hand sehr sauber mit kleinem Material ausgefüllt (Abb. 15). Die Berührungsfläche mit dem Untergrund hat jedoch hier schon ein regelrechtes Filter erhalten und der Mauerfuß ist mit einer Herdmauer ausgerüstet, die stets in den Mergel eingreift und im erweiterten Kopf 2 Stollen zur Besichtigung, Entwässerung und vor allem für etwaige weitere Injektionen enthält.

Denn darin liegt auch hier wieder das Problem. Die Durchlässigkeit des Untergrundes zwang dazu, den Anschluß an den miozänen Mergel auch da noch zu finden, wo dieser schon sehr tief liegt, so daß die Tiefe der Herdmauer bis zu 70 m beträgt. Die Herdmauer ist 4 m dick und ist am unteren Ende mit einer starken horizontalen Bewehrung gegen Aufreißen geschützt. Die notwendige Entwässerung der durchfahrenen Schichten erzwang 3500 lfdm. Brunnenlöcher. Um der Herdmauer, die auf sehr heterogenem und nachgiebigem Untergrund steht, selbst eine gewisse Nachgiebigkeit zu verleihen, wurde sie in 15—20 m langen Tafeln ausgeführt, die in vertikaler Richtung durch Spanndrähte eine geringe Vorspannung von etwa 4 kg/cm² erhielten. Die Stoßstellen werden durch Blechschleifen, die mit Paraffin ausgefüllt sind, abgedeckt. Diese Bleche liegen in brunnenartigen Halbnischen, die mit Kies gefüllt und schließlich mit Zement injiziert wurden (Abb. 16 und 17). Eine Bitumenfüllung war wegen des Wasserandranges nicht durchführbar. Man kann jedoch die etwaigen Risse in der

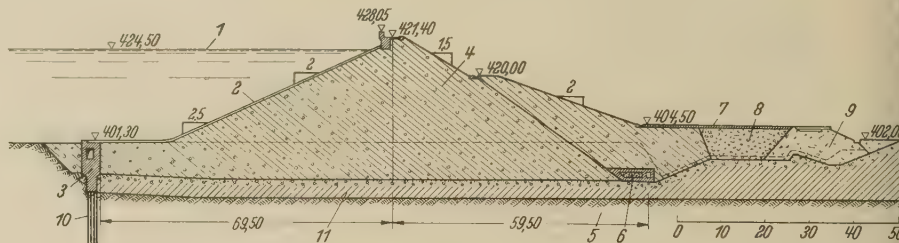


Abb. 18. Damm von Sarno.

1 Normalstau; 2 Wasserdichte Haut; 3 Fußmauer; 4 Vorbereitete Schüttung; 5 Sand von der Brechanlage; 6 Kies; 7 Boden mit Teerbehandlung; 8 Schüttung mit vorwiegendem Grobkies; 9 Schüttung aus allen Arten Alluvium; 10 Injektionsschleier; 11 Drainageunterlage.

Kies-Zementfüllung jederzeit durch neue Injizierungen beherrschen. Dazu aber braucht man die sonst etwas üppig erscheinenden beiden Kontrollgänge im Kopfteil der Herdmauer. Damit jedoch nicht genug, es mußte an den Talflanken auch noch durch Dichtungsschleier im Untergrund der Anschluß an die wasserdichten Schichten wenigstens so weit gesichert werden, daß keine Gefahr für das Bauwerk mehr aufkommen konnte. Dazu wurde eine Fläche von 97 000 m² durch Injektionen gedichtet, was immerhin 62 000 lfdm Bohrungen erforderte.

Die Dichtheit der Oberwasserseite des Damms ist, ähnlich wie in Ghrib, durch eine Maske aus bituminösem Beton erreicht, die ihrerseits durch Stahlbetonplatten geschützt wird.

Der Beckeninhalt ist $72 \times 10^6 \text{ m}^3$ und die Jahresabflußmenge des Oued el Hammam liegt hier bei $100 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Ein neuer Erddamm

Im Zusammenhang mit dem notwendigen Ersatz für den bei Cheurfas verlorenen Stauraum wurde bereits der neue Sarno-Damm erwähnt. Er ist ein moderner Erddamm

(Abb. 18) und wurde 1947 begonnen und 1953 beendet. Vollstau wurde 1954 erreicht. Der Sarno-Fluß bringt an dieser Stelle im Jahr $12-15 \times 10^6 \text{ m}^3$, während der Beckeninhalt $22 \times 10^6 \text{ m}^3$ beträgt. Dabei wurde darauf Rücksicht genommen, daß der Oued Mekerra durch einen Stollen dorthin umgeleitet werden kann, damit nach der dadurch erreichten Sicherung der Wasserwirtschaft der Neubau der oben erwähnten 60 m hohen neuen Sperre Cheurfas durchgeführt werden kann.

Die geologischen Verhältnisse waren auch hier wieder nicht allzu günstig. Vor allem mußten auf jeden Fall ungleichmäßige Setzungen erwartet werden; insbesondere bestand ein großer Unterschied zwischen den Uferstrecken und der Mitte des Bauwerkes. Schon diese Tatsache erzwang die Dammlösung, die aber hier nun als Erddamm zur Ausführung kam. Die wesentlichen Daten sind: Höhe 27,4 m, Kronenlänge 310 m, Basisbreite 150 m und Erdkubatur $316\,000 \text{ m}^3$. Der Dammkörper besteht aus einem Alluvium, aus dem die Stücke größer als 150 mm entfernt wurden und der mit Schafsfußwalzen soweit wie erreichbar verdichtet wurde. Die Zusammensetzung des Materials nach seinen Korngrößen wurde genau überwacht. Die übrigen Daten des Dammmaterials waren wie folgt: Spezifisches Gewicht 2,1—2,3, Fließgrenze 25, günstigster Wassergehalt 5,5 %, Durchlässigkeit $3-7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

Die Gewinnung des Materials war nicht ganz einfach, weil es teilweise stark verkrustet anstand, was bei der geologischen Erkundung nicht erkannt worden war. Es war notwendig, das Gewinnungsverfahren umzustellen. Beim Einbringen zeigten sich dann keine weiteren Schwierigkeiten. Die hohe Verdichtung wurde angestrebt nicht wegen der Dichtheit des Dammkörpers, sondern wegen der zu erwartenden geringeren Setzungen und wegen der höheren Stabilität.

Die Dichtheit des Dammes auf der Oberwasserseite wird durch eine Membrane erreicht, ähnlich wie bei den schon beschriebenen Steindämmen. Die große Dichtigkeit des Dammmaterials selbst zwang aber zum Einbau einer Unterlage aus porösem Beton von 10 cm Stärke unter der eigentlichen bituminösen Dichtungsschicht. Diese Dichtung hatte man sich ursprünglich wie eine Straßendecke vorgestellt und ihr lediglich aus konstruktiven Gründen 8 cm Stärke gegeben. Die poröse Unterlage sollte eine Störung der Stabilität des Dammkörpers infolge von Einsickerungen bei undichter Maske verhindern und den Aufbau eines Druckes von unten bei schnellem Entleeren des Beckens unmöglich machen. Die Dichtungsschicht wurde auf der porösen Unterlage mit Hilfe einer vibrierenden Walze eingebracht. Nachdem jedoch der Damm und die Dichtung mit nur etwa 10 m Höhe unter Stau genommen waren, zeigten sich zu aller Überraschung ganz erhebliche Undichtigkeiten (150 l/s). Man fand den Fehler im Einbringverfahren und in der falschen Beurteilung von Laboratoriumsergebnissen, riß die bereits fertiggestellte Dichtungsschicht wieder ab und baute eine neue mit folgenden Charakteristiken ein:

	Poröser Beton	Dichtungsbeton
Kies	70 % (15—25)	8 % (5—13)
Sand	—	73 % (0—6)
Dünensand	25 %	10 %
Kalksteinfilter	5 %	9 %
	100 %	100 %
Bitumen	+ 5 %	+ 8 %

Diese neue Dichtungsmaske bewährte sich gut. Während ihrer Herstellung wurden übrigens für jeden Quadratmeter Fläche Dichtungsproben mit einem aufgesetzten, unten schräg geschnittenen Blechrohr gemacht, das durch eine Gummidichtung an dem Beton anschoß und mit Wasser gefüllt wurde.

Von einer wasserseitigen Herdmauer, an der die Damm-dichtung endet, ist ein umfangreicher Injektionsschleier bis zu 60 m unter Talsohle und auf erhebliche Breite zum Teil in mehreren Reihen heruntergebracht. Dabei dient der Kontrollgang in der Herdmauer zur Durchführung von Nachinjektionen und zur Entwässerung vor allem der porösen Betonschicht hinter der Dichtungsmaske. Abgesehen von diesen sehr umfangreichen Injektionsarbeiten mußte man auch wieder eine sehr sorgfältige Entwässerung vorsehen. Unter dem Damm selbst war eine sehr gute natürliche Entwässerung durch eine 3 m starke Sandschicht gegeben, die eine erheblich größere Durchlässigkeit (10^{-3} m/s) aufweist als der darunter liegende Lehm (10^{-5} m/s) und der darüber liegende Damm ($3-7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$). Aber im Untergrund, der eine Durchströmung keinesfalls vertragen würde, mußten doch besondere Entwässerungsmaßnahmen getroffen werden. Das ganze System brachte nach Staubeginn ungefähr 45 l/s für das ganze Bauwerk.

Das Bauwerk ist offenbar sehr stark erst während des Baues selbst zu seiner eigentlichen Gestalt gekommen, wobei vor allem wieder die zu späten Erkenntnisse der geologischen Verhältnisse entscheidend waren. Man betrachtet die Anlage auch als ein Studienobjekt und hat deshalb sehr umfangreiche und sorgfältige Maßnahmen getroffen, um alle Eigenschaften und Vorgänge dauernd überprüfen zu können, vor allem die Sickerwassermengen und die Setzungen. Auf diese Dinge einzugehen ist hier nicht der Raum, zumal auch noch keine auswertbaren Ergebnisse vorliegen können, nachdem die Anlage erst ein Jahr unter Stau ist.

Gewölbereihenmauern

Wohl die bedeutendste algerische Talsperre ist die von Beni Bahdel. Genau genommen handelt es sich dabei um eine Gruppe von 3 Talsperren zur Wasserversorgung von Oran (Abb. 19), die gemeinsam einen Stauraum von $73 \times 10^6 \text{ m}^3$ schaffen, der sich übrigens durch eine wesentlich geringere Versandung auszeichnet, weil der Oued Tafna nur etwa maximal 0,5 % feste Stoffe mit sich bringt. Der zu kontrollierende Jahresabfluß ist $85 \times 10^6 \text{ m}^3$. Die Hauptdaten der 3 Sperren sind folgende:

		Haupt-sperre	Nord-sperre	Sperre mit Entlastungs-anlage
Höhe		55,0 m	15,0 m	15,0 m
Kronenlänge		350,0 m	221,0 m	451,0 m
Schergewichts-mauer	links	80,0 m	50,0 m	60,0 m
	rechts	50,0 m	16,0 m	20,0 m
Gewölbe	Weite	20,0 m	5,0 m	5,0 m
	Anzahl	11	32	74

Die Hauptsperre ist das interessantere Bauwerk. Man wählte eine Gewölbereihenmauer (Abb. 20, 21, 22 und 23), weil man bei der Heterogenität des Untergrundes diese Lösung für besonders geeignet und wirtschaftlich hielt.



Abb. 19. Blick über die drei Sperren von Beni Bahdel.

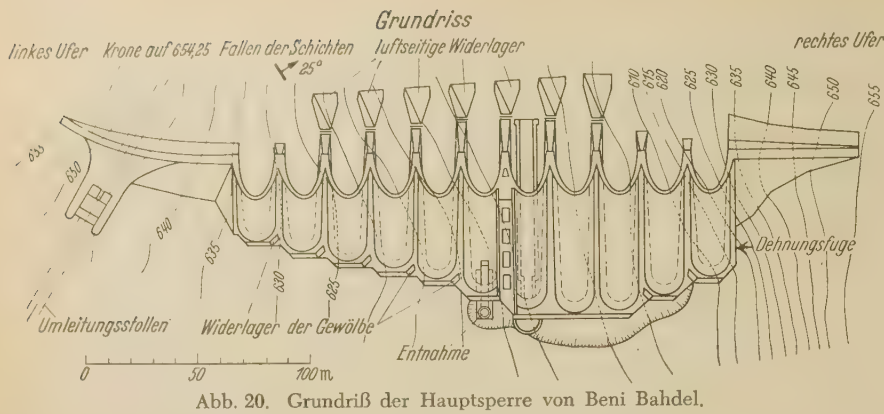


Abb. 20. Grundriß der Hauptsperre von Beni Bahdel.

Man konnte dabei die einzelnen Fundamentierungen der Stützpfiler getrennt und mit großer Sorgfalt behandeln und vermied es gleichzeitig, den Untergrund in großer Fläche und auf längere Zeit der Luft und dem Wetter zu

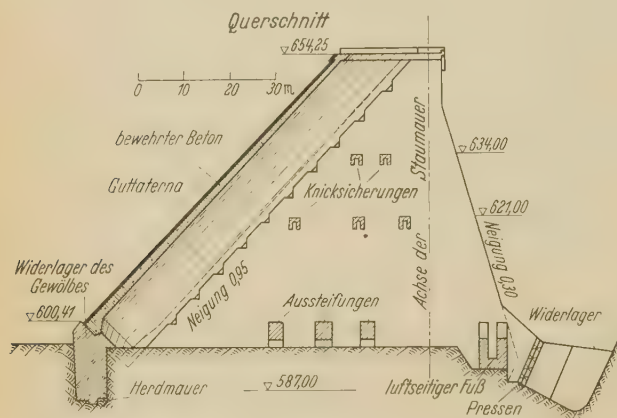


Abb. 21. Querschnitt der Hauptsperre von Beni Bahdel.



Abb. 22. Luftseitige Ansicht der Hauptsperre von Beni Bahdel.

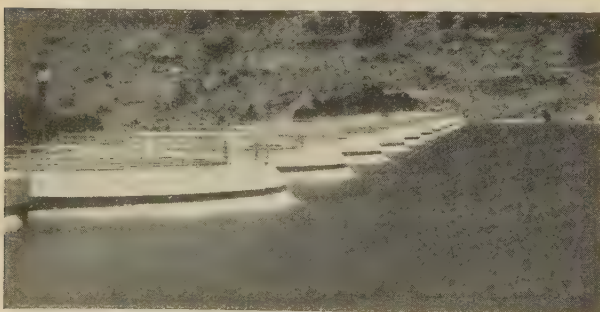


Abb. 23. Wasserseitige Ansicht der Hauptsperre von Beni Bahdel.

exponieren, da man einen Zerfall des anstehenden Mergelschiefers befürchten mußte.

Das Gewölbe ist mit 20 m Pfeilerabstand verhältnismäßig weit gespannt. Seine Stärke ist auf den oberen 40 m konstant mit 0,70 m und nimmt dann gleichmäßig zu bis auf 1,30 m an der Sohle. Die Gewölbe sind horizontal durch Bogen aus geschweißter Stahlkonstruktion armiert. Die wasserseitige Neigung ist 1 : 1. Der wasserseitige Fuß der Gewölbe endet in einer Herdmauer von 6 m Stärke und 8 ÷ 20 m Tiefe. Außerdem ist ein Dichtungsschleier von Zementinjektionen

ausgeführt. Bemerkenswert ist, daß die Wasserseite der Gewölbe mit einer besonderen Dichtungshaut aus einem Guttatema genannten Material versehen ist, die durch eine nur 3 mm starke Fiberschicht auch eine Wärmeisolierung darstellen soll.

Das Problem der Sperre — keine ist ohne solches — war diesmal nicht die Geologie, sondern die Tatsache, daß mitten während des Bauens beschlossen wurde, sie 55 m hoch auszuführen an Stelle der ursprünglich geplanten 47 m.



Abb. 24. Verstärkung des luftseitigen Fußes der Pfeiler der Hauptsperre von Beni Bahdel, durch die nachträgliche Erhöhung während des Baues ermöglicht wurde.

Nachdem die Gründung wegen der Schichtung und Neigung des Untergrundes schon ein Risiko darstellte, war es jetzt notwendig, während des Bauens eine Reihe von Änderungen durchzuführen, nämlich:

1. Vorspannung der Stützpfilerköpfe durch Stahlseile oberwasserseitig auf eine Länge von 27 m von der Krone an gerechnet,
2. erhebliche Erhöhung der Anzahl der Versteifungen zwischen den einzelnen Strebepfeilern, vor allem an der Sohle,
3. Verlängerung der Strebepfeiler nach der Luftseite, wo sie sich gegen besondere Widerlager abstützen, die besseren Fels anschneiden und die Last weitgehender verteilen (Abb. 24). Die Kraftübertragung zwischen dem eigentlichen Bauwerksfuß und diesem Widerlager erfolgt über eine Art Gelenk, und zwar zunächst über hydraulische Pressen. Diese trugen die Last während der ersten 3 Jahre und ermöglichten es, die normalen Verschiebungen des Bauwerks unter der ersten Belastung und infolge des Schwindens der Betonkörper zu kompensieren. Die dazu notwendigen verschiedenen Drücke in den einzelnen Stütz-

gelenken erlaubten auch eine gewisse Kontrolle dieser Vorgänge in den einzelnen Abschnitten des Bauwerkes. Später wurden Betonkeile eingesetzt und die Lager wurden vergossen. Die ganze Maßnahme hat sich gut bewährt.

Auch in den unter 2. erwähnten Aussteifungen wurden derartige Vorrichtungen mit ähnlichem Erfolg eingebaut, um die aus der Unsymmetrie und Neigung des Untergrundes längs des Bauwerkes zu erwartenden Verschiebungen und Kräfte zu überwachen.

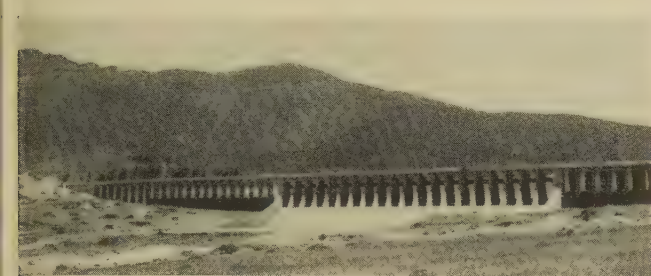


Abb. 25. Sperre mit Entlastungsbauwerk bei Beni Bahdel.

Die beiden anderen Sperren liegen weiter westlich. Ihre gleichen Bogenelemente entsprechen den Notwendigkeiten der Sperre mit Entlastungsbauwerk (Abb. 25). Auch hier haben die Gewölbe eine Neigung von 1 : 1. Ihre Stärke ist aber nur 0,12—0,16 m (Abb. 26). Die Stärke der Stützpfeiler ist 0,3 m. Es handelt sich also um eine ausgesprochene Leichtbauweise, bei der die natürliche Alterung auf die Dauer wohl nicht ohne Auswirkungen bleiben wird. Jedenfalls sind Anfänge davon zu beobachten.



Abb. 26. Gewölbereihen der Sperre mit Entlastungsbauwerk von Beni Bahdel.

Bei dieser letzten Sperre trat auch wieder das unvermeidliche geologische Problem auf, als starke Durchsickerungen vorübergehend dazu zwangen, den Stau abzusinken bzw. niedrig zu halten. Dieser Zwischenfall ist aber wohl eine echte Überraschung, die nicht auf zu schnelle geologische Untersuchungen zurückzuführen ist. Trotz der Schwierigkeiten der Kriegszeit (1942) gelang es, durch Injektionen dieser Durchsickerungen Herr zu werden. Die Einzelheiten können hier nicht Platz finden; aber es soll nicht unerwähnt bleiben, daß infolge Zementmangels für diese Injektionen folgende Mischung in Gewichtsprozenten verwendet wurden: Zement 15 %, Sand 35 %, Ton 50 %. Der Sand wurde durch Zerstoßen von lusitanischem Sandstein gewonnen.

Die Hochwasserentlastungen

Das Wesentliche an dieser Sperre ist das in ihr enthaltene Entlastungsbauwerk von 100 m Länge, das dazu dient, die außerordentlichen Hochwässer zu bewältigen, die theoretisch 1200 m³/s erreichen können. Es gehen

200 m³/s durch ein automatisches Sektorwehr an der Hauptsperre, so daß 1000 m³/s für diese nicht regulierbare Entlastungsanlage verbleiben. Zu ihrer Bewältigung kragen von der Sperre aus 20 „Entenschnäbel“ ähnlich wie Zähne

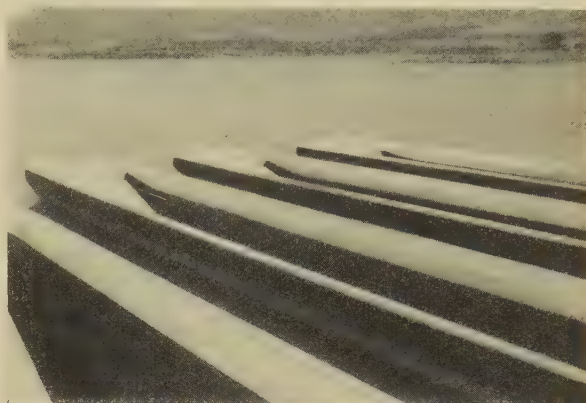


Abb. 27. Entenschnäbelüberfall bei Beni Bahdel.

eines Kammes in den Stausee hinaus. Die so erzielte große Überfalllänge erlaubt es, die 1000 m³/s mit nur 0,5 m Überfallhöhe abzuführen (Abb. 27). Auf der Unterwasserseite ist ein Tosbecken mit Zahnschwelle vorgesehen (Abb. 28), wodurch gefährliche Erosionen vermieden werden sollen, wenn diese Entlastungsanlage in Tätigkeit tritt. Bisher mußten jedoch nie mehr als 150 m³/s abgeführt werden, die das erwähnte Sektorwehr in den alten Umleitungsstellen abgibt. Die Entenschnäbel sind ziemlich komplizierte Stahl-Betonkörper, deren Gestalt im einzelnen durch Modellversuche festgelegt wurde. Ihr Vorteil liegt in ihrer verlässlichen Automatik, denn sonst hätte man wohl das

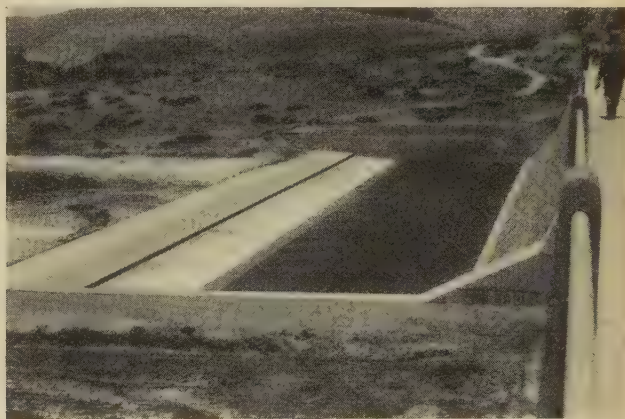


Abb. 28. Tosbecken unterhalb der Entlastungsanlage bei Beni Bahdel.

gleiche wirtschaftlicher mit einem einfachen, regulierbaren Entlastungswehr mit Verschlüssen von etwa 4 m Höhe bei gleicher Länge erreichen können.

Bei den Hochwasserentlastungsanlagen der algerischen Talsperren findet man überhaupt sehr eigenartige Lösungen, die zum Teil eine Folge der schlechten Erfahrungen bei den alten Sperren sind, die meist durch Überstau oder Überströmung und die dadurch verursachten Kolkungen zu Bruch gingen. Häufig sind die neuen Hochwasserentlastungen deshalb auch sehr reichlich bemessen.

Für Sarno hat man mit einer bekannten Höchstflut von 350 m³/s zu rechnen. Nach den schlechten Erfahrungen bei anderen Anlagen wurde jedoch beschlossen, für 1000 m³/s auszubauen. Dabei ist man schließlich zu zwei getrennten Anlagen gekommen. Der Normalüberfall geht über eine sternförmige Anordnung von Überfallschnäbeln, die sich in einem vertikalen Schacht von 6 m ϕ ergießen (Abb. 29 und 30). Man nennt diese Anordnung sinnvollerweise „Margeritenüberfall“. Der äußere Durchmesser der Margerite ist dabei 32 m und man kann bei 1,2 m Überfallhöhe

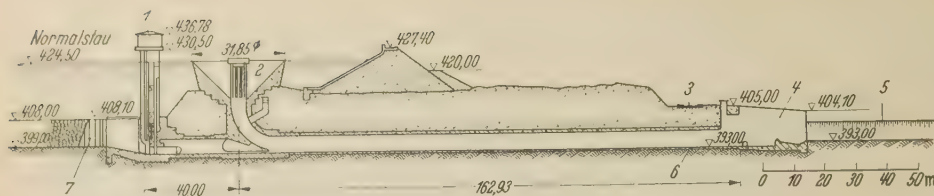


Abb. 29. Längsschnitt durch Entnahmeturm, Margeritenüberfall und Entlastungsstollen des Sarno-Dammes.

1 Entnahmeturm; 2 Marguerite-artiges Entlastungsbauwerk; 3 Unterwasserseitige Straße; 4 Auslaufbauwerk; 5 Unterwasserkanal; 6 Entlastungsstollen; 7 Einlaufbauwerk.



Abb. 30. Margeritenüberfall am Sarno-Damm.

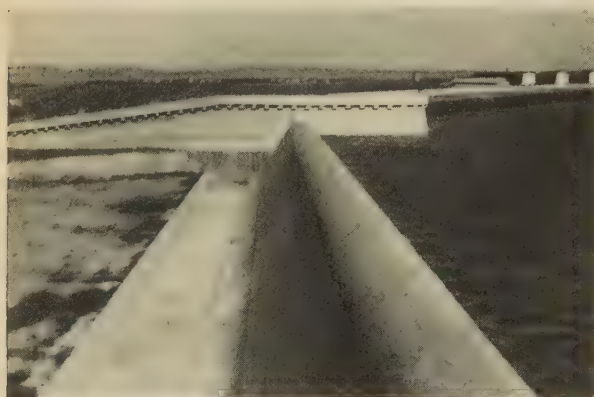


Abb. 31. Zusätzliches klassisches Entlastungswehr am Sarno-Damm.

durch diese Konstruktion etwa $360 \text{ m}^3/\text{s}$ und mit Hilfe des Grundablasses, der von einem Entnahmeturm in den gleichen Stollen führt, etwa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ abführen. Die Leistungsfähigkeit des Margeritenüberfalls scheint bei 1,2 m Überfallhöhe ihr Maximum erreicht zu haben, einmal bedingt durch den vertikalen Schacht in der Mitte, der offenkundig der enge Querschnitt dieses Bauwerkes ist, und zum anderen bedingt durch die Leistungsfähigkeit des Stollens. Maximal kann dieses Bauwerk, so wie es nun einmal errichtet wurde, $540 \text{ m}^3/\text{s}$ abführen. Es war deshalb ursprünglich daran gedacht, den verhältnismäßig niedrigen Flügeldamm am linken Ufer in der Verlängerung des Hauptdammes da, wo er ein ehemaliges Bachbett kreuzt, weich auszuführen, so daß er nachgeben sollte, wenn der Spiegel 1,5 m über der normalen Entlastungsanlage steht. Er sollte dann schlagartig auf 3 m Höhe nachgeben. Im letzten Moment aber gab man diesen Gedanken wieder auf, weil es offenkundig schwieriger ist, ihn auszuführen als ihn zu erörtern. Es wäre nämlich ziemlich bedenklich, 3,0 m Wasserhöhe plötzlich freizugeben, ein-

mal schon wegen der Erosionswirkungen, dann aber auch wegen der Hochwasserwelle im Fluß unterhalb und vor allem wegen des damit verbundenen zusätzlichen Wasserverlustes von $6,5 \times 10^6 \text{ m}^3$. Also wurde schließlich doch noch ein klassisches Überfallwehr vorgesehen (Abb. 31), das weitere $500 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Ansteigen des Wassers auf Höhe der Dammkrone leistet, aber eben nur selten in

Aktion treten soll. Der Entlastungsstollen arbeitet bei Vollast mit einer Geschwindigkeit von 10 m/s und es wurden auf Grund von Modellversuchen besondere Maßnahmen gegen Erosion getroffen. Allerdings scheinen diese Maßnahmen nicht ganz ausreichend zu sein, da am Ende des Bauwerkes eindeutig Unterspülungen der Ufer zu bemerken waren.

Mit Rücksicht auf die katastrophalen Erfahrungen mit der Barrage von Fergoug hat man auch die Hochwasserentlastung für Bou-Hanfia am gleichen Fluß mit sehr gro-

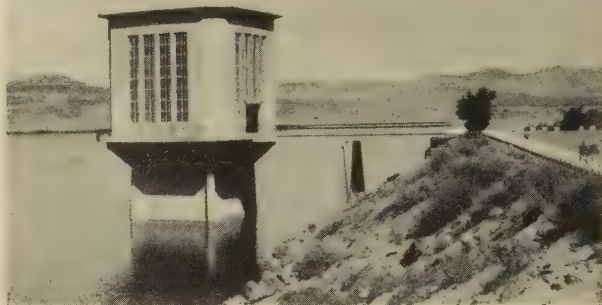


Abb. 32. Entnahmeturm bei Bou-Hanfia.

ßer Sicherheit ausgelegt. Die größte bekannte Hochwassermenge ist $4000 \text{ m}^3/\text{s}$, die Entlastung ist aber für $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen. Davon gehen $500 \text{ m}^3/\text{s}$ durch den Grundablaß mit anschließendem Stollen, der von einem Entnahmeturm mit zwei hintereinander liegenden öldruckbetriebenen Schützen gesteuert wird (Abb. 32). Die Hauptwassermenge von $5500 \text{ m}^3/\text{s}$ wird durch ein bewegliches Wehr in eine 1425 m lange Schußrinne abgelassen. Sowohl das Wehr als die Schußrinne — eine ähnliche Schußrinne ist auch gemeinsam für den Grundablaß und das Kraftwerk

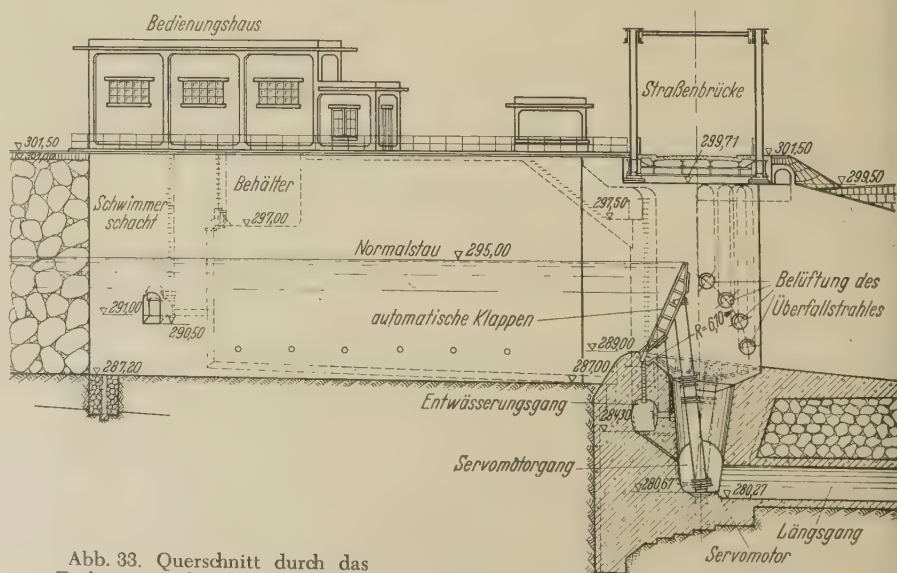


Abb. 33. Querschnitt durch das Entlastungswehr von Bou-Hanfia.

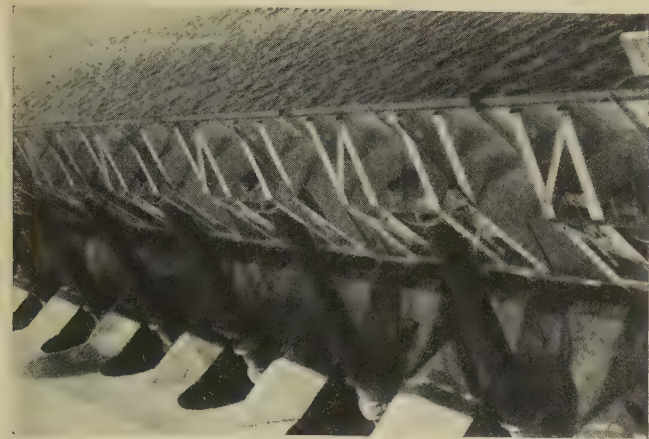


Abb. 34. Klappenverschlüsse und Antriebszylinder des Entlastungswehres von Bou-Hanifa.



Abb. 35. Schußrinne der Hochwasserentlastung von Bou-Hanifa.

vorgesehen — sind interessante Bauwerke. Das Wehr besteht aus 16 Klappen von 5,0 m l. W. und 6,0 m Höhe nach der Art der Chanoine-Klappen, jedoch von unten durch drehbar gelagerte Zylinder mit Druckwasser angetrieben (Abb. 33 und 34). Schon beim Betrachten der Anlage kann man gewisse Bedenken nicht unterdrücken, ob die Unterhaltung einer solchen Einrichtung, die schon beinahe eine Maschine ist, für so seltenen Einsatz rentabel ist, abgesehen davon, daß schon das gewählte Verschlusssystem zweifellos nicht besonders einfach und wirtschaftlich ist. Die Schußrinne selbst hat Halbkreisprofil mit 22 m Innenradius und besteht aus Betonsteinen (Abb. 35 u. 36.). Auch hier war die Hauptschwierigkeit auf der geologischen Seite zu suchen. Unter der Mitte des Gerinnes mußte ein Drainagestollen von 1,5 m ϕ eingebaut werden, der das aus dem die ganze Halbschale umgebenden 0,3 m starken Filter abfließende Untergrundwasser abführt, damit ein Wasserdruck auf die Schale von unten mit Sicherheit vermieden wird. Beide Schußrinnen treffen sich in einem kreisrunden Tosbecken von rund 100 m Innendurchmesser, das ebenfalls aus Betonsteinen gemauert ist und sorgfältig auf dem Mergel gegründet werden mußte. Die ganze Hochwasserentlastungsanlage macht jedenfalls einen außerordentlich aufwendigen Eindruck und man kann sich des Gedankens nicht erwehren, daß man hier infolge der schlechten Erfahrungen an den alten Anlagen über das Ziel hinausgeschossen ist.

Ein ebenso gewaltiges Bauwerk ist bei der Chrib-Sperre der vom Damm getrennte Überlauf von 170 m Weite (Abb. 37) mit anschließender 750 m langer Schußrinne, be-

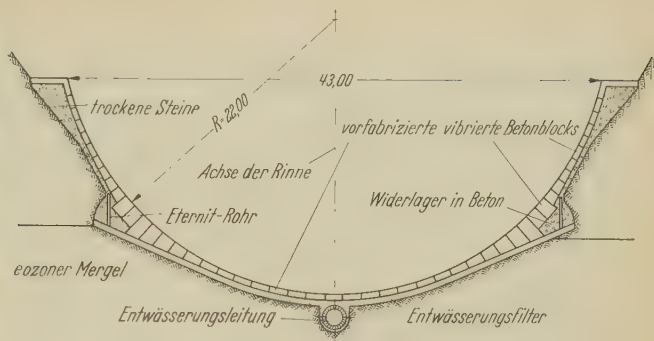


Abb. 36. Querschnitt der Schußrinne der Hochwasserentlastung von Bou-Hanifa.

messen für eine Leistung von 4000 m³/s. Die dabei auftretenden hydraulischen Vorgänge können an einem einfachen Modell an Ort und Stelle untersucht und vorgeführt werden (Abb. 38).

Seine eigentlichen Abmessungen bekam dieses Bauwerk jedoch erst während des Baues selbst, weil es nämlich nicht nur die gewaltige Abflußleistung bewältigen muß, sondern aus bodenmechanischen Gründen auch noch riesige äußere Kräfte aufzunehmen hat. Während des Bauens gerieten die anschließenden Hänge in Bewegung und müssen jetzt durch die Rinne selbst im Gleichgewicht gehalten werden. Die Bremsschwellen und Kaskaden übernehmen diese Aufgabe gleichzeitig und



Abb. 38. Modell der Entlastungsanlage von Chrib.

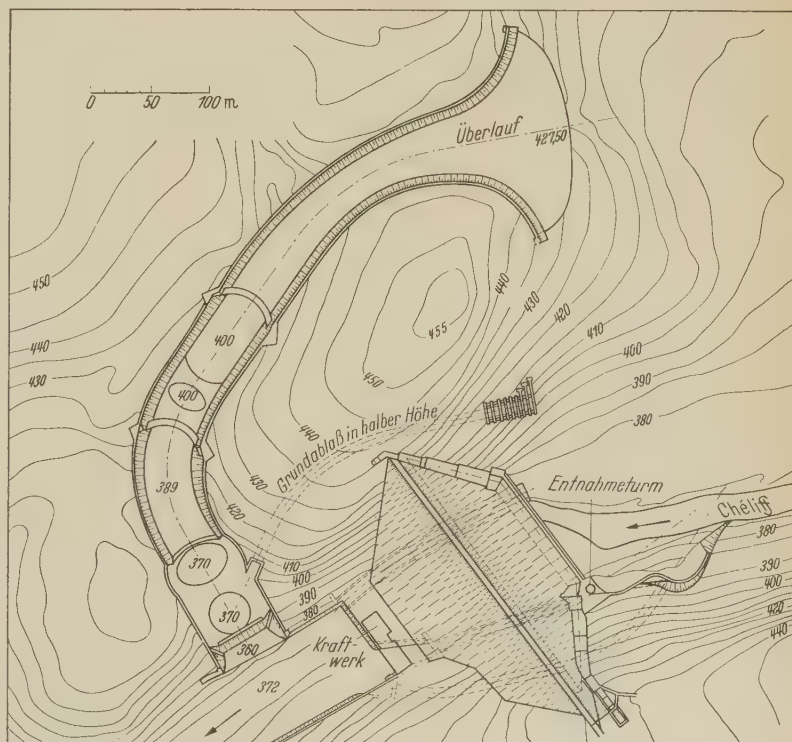


Abb. 37. Lageplan der Sperre und des Entlastungskanals von Chrib.

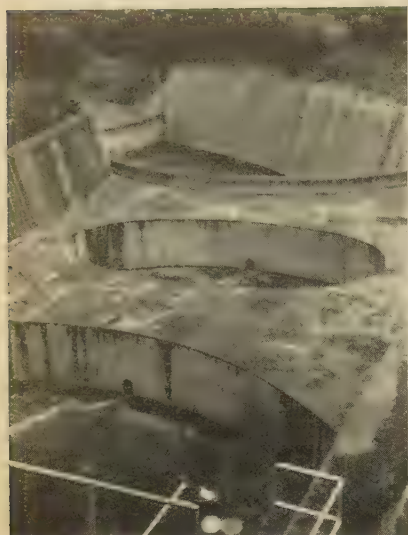


Abb. 39. Blick auf die Bremssperren und Kaskaden des Entlastungskanals von Ghrib.

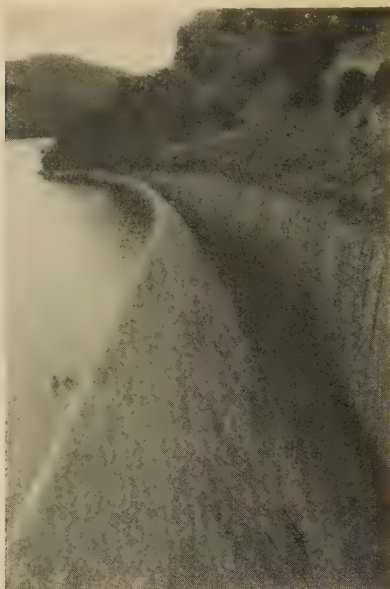


Abb. 40. Seitlicher Überfallkanal an der Oued Fodda-Sperre.



Abb. 41. Durch Gleitschütz regulierte Entlastungsanlage auf der Krone der Oued Fodda-Sperre.

werden dadurch zu recht erheblichen Betonkörpern (Abb. 39). Außerdem sind noch zwei Entnahmetürme vorhanden, die aber nicht zur Hochwasserentlastung gehören (Abb. 12, 29 und 37). Immerhin ist bei allen drei hier betrachteten Dämmen eine Entnahme bzw. Entlastung auch durch den Damm hindurch vorgesehen, wobei man sich grundsätzlich der Entnahme auch zur Regelung bedient.

Eine normale Entlastungsanlage findet sich bei Oued Fodda. Die Hauptanlage liegt auf dem linken Ufer getrennt von der Sperre als ein Hangkanal mit 170 m Überfalllänge. Sie leistet $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abb. 40). Am rechten Ufer befindet sich noch eine regulierbare kleinere Entlastungsanlage auf der Mauerkrone für $200 \text{ m}^3/\text{s}$, die von einem durch Gegengewichte ausgeglichenen Gleitschütz gesteuert wird (Abb. 41).

Wehrverschlüsse in Spannbeton

Eine Besonderheit verdient noch ausführliche Erwähnung: Unterhalb der Oued Fodda-Talsperre befindet sich ein Ausgleichsbecken von $200\,000 \text{ m}^3$ Inhalt, das den Namen Pont de Fer trägt. Der Stau wird durch ein bewegliches Wehr erzeugt, das aus vier Schützöffnungen von

16,0 m l. W. und 5,0 m Höhe besteht (Abb. 42). Die Verschlüsse sind dadurch interessant, daß sie aus vorgespanntem Beton bestehen und in dieser Art als Hubschütz wohl bisher einzig sind (Abb. 43). (Es gibt Sektorverschlüsse in Stahlbeton in Spanien und Südamerika.) Jede dieser Schütze wiegt 100 t und wird durch ein Gegengewicht von 140 t über lose Rollen teilweise ausgeglichen. Abgesehen davon, daß das Bauwerk mit seinen Hubgerüsten auffällig und aufwendig aussieht (Abb. 44), kann man an den Betonschützen doch schon deutlich gewisse zerstörende Einflüsse der Zeit erkennen. Interessant ist aber weiterhin, daß die Laufbahnen und Dichtungsschienen auf den Pfeilervorköpfen liegen. Dadurch wird zwar die Stützweite vergrößert, aber die bei Schützwehren sonst störenden Nischen entfallen. Allerdings ist es dann auch schwierig, Notverschlüsse vorzusehen. Bei dieser Anlage glaubt man, darauf verzichten zu können.



Abb. 43. Luftseitige Ansicht einer Schütze des Wehres von Pont de Fer, ausgeführt in vorgespanntem Beton.

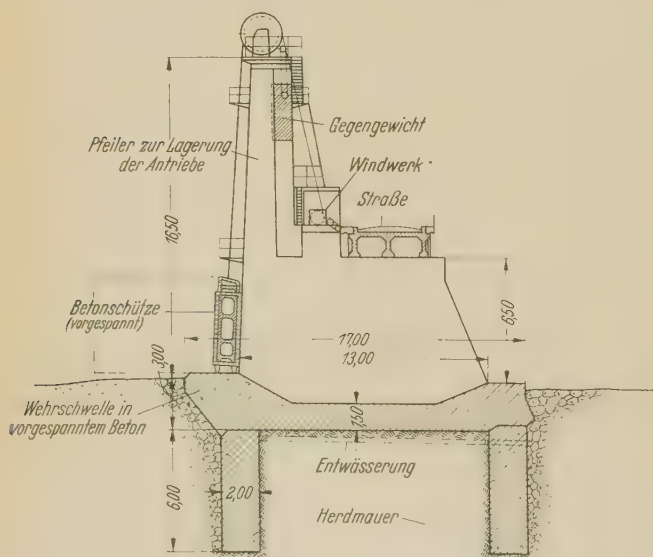


Abb. 42. Wehr von Pont de Fer.

Kraftwerke

Die meisten dieser Stauanlagen, deren Zweck in erster Linie Bewässerung und in zweiter Linie Hochwasserschutz ist, besitzen auch ein Kraftwerk (Abb. 12 u. 45). Es handelt sich dabei selten um große Anlagen, aber man läßt das Gefälle am Staudamm nicht gern ungenutzt. Da die Kosten des Stauwerkes vom Hauptzweck getragen werden müssen, ergibt sich ziemlich billige elektrische Energie, wie sie auch in Zukunft noch auf lange Sicht ausnutzbar sein wird, wo Wasser aus anderen vitalen Gründen gestaut werden muß. So sind z. B. in die Trinkwasserleitung von Beni Bahdel nach Oran, die 170 km lang ist, drei Kraftwerke eingebaut. Damit ist gut illustriert, daß die Wasserkraftnutzung den großen Vorteil besitzt, keinerlei Ver-

brauch und Verschmutzung ihrer Kraftstoffe zu verursachen. Allerdings muß sich die Wasserkraftgewinnung in diesem Land der Bewässerung und der Trinkwasserversorgung stets unterordnen.

Unterirdische Stauprojekte

Ein wertvoller Stoff ist Trinkwasser jedenfalls in Algerien und es müssen alle Mittel benutzt werden, um es auf den Höhen des Atlas bzw. beim Verlassen des Gebirges zu fassen. Die Stadt Tlemcen war gezwungen, auch die unterirdischen Wasservorräte im unmittelbar vor ihr liegenden Gebirge anzupapfen, da die großen Möglichkeiten in diesem Raum bereits zugunsten von Oran ausgebaut bzw. reserviert sind. Für Tlemcen ist die in 1100 m Höhe auf einer Hochfläche geplante Sperre von Meffrouch gedacht. Die Möglichkeiten der Meffrouch-Sperre sind dadurch interessant, daß sich mit ihr ein unterirdisches Reservoir verbinden läßt, das jetzt schon im durchlässigen Kalkdolomit vorhanden ist und seit alter Zeit bekannte Quellen speist. Man hat nun vorerst damit begonnen, dieses unterirdische Reservoir anzustechen und Nutzwasser durch einen Stollen von etwa 3 km Länge nach dem 350 m tiefer liegenden Tlemcen zu leiten. Dadurch bekommt man ein Urteil über die unterirdische Wasserwirtschaft und ihre Möglichkeiten, bevor man an die endgültige Festlegung des oberirdischen Stauprojektes geht. Bisher ist eine Gewölberinnenmauer von etwa 20 m Höhe und 550 m Kronenlänge vorgesehen, deren Hauptzweck es sein wird, die durch das Hochtal fließenden Hochwassermengen abzufangen und zum Einsickern zu zwingen. Das Projekt ist geologisch und wasserwirtschaftlich äußerst interessant, die eigentliche Sperre ist noch nicht im Bau. Selbstverständlich ist ein solches Großexperiment über unterirdische Speicherung in einem Land mit großem Wasserbedarf und hoher Verdunstung von größter Bedeutung, vor allem deswegen, weil aller Wahrscheinlichkeit nach noch mehr derartige Möglichkeiten im Land bestehen.

Bewässerungsgerinne in Spannbeton

Zum Schluß noch einige Worte über eine weitere Anwendung des Spannbetons, abgesehen von Talsperren und Wehrverschlüssen. Es gibt bei Oued Fodda einen Betrieb, der sich ausschließlich der Herstellung von Rohren und Gerinnen, die nach dem Patent von Freyssinet in vorgespanntem Beton hergestellt werden, widmet. Es ist auffallend, daß in Algerien fast alle Bewässerungsanlagen nicht mit den üblichen Gräben für die Zuleitung arbeiten, sondern Betongerinne verwenden. Die Hauptzuleiter von den Sperren zu den Bewässerungsgebieten sind dabei geschlossene Rohrleitungen mit teilweise beträchtlichen Durchmessern und Drücken (bis zu 2,6 m ϕ und 120 m Druck, Abb. 45). Im Bewässerungsgelände selbst findet

man kleinere Durchmesser oder aber selbsttragende unterstützte Halbkreisschalen aus vorgespanntem Beton. Kilo-



Abb. 44. Luftseitige Ansicht des Wehres von Pont de Fer.

meterlang fährt man an solchen kreisförmigen offenen Gerinnen entlang, in denen das Wasser bordvoll und mit großer Geschwindigkeit fließt, so daß man den Eindruck großer Präzision gewinnt. Sicherlich haben diese Gerinne

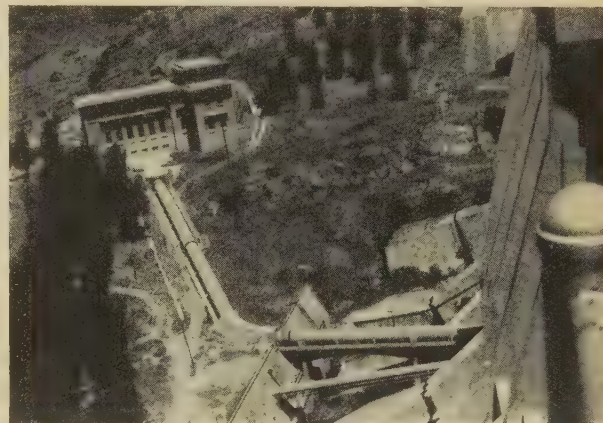


Abb. 45. Kraftwerk von Beni Bahdel mit Druckleitung in vorgespanntem Beton.

den Vorteil geringerer Verluste an Wassermengen und wesentlich günstigerer Reibungsverhältnisse im Vergleich zu natürlichen Gerinnen. Auch sind alle Geschiebe- und Reinigungsprobleme auf diese Weise beinahe eliminiert. Es ist vorstellbar, daß diese Vorteile die höheren Herstellungskosten durchaus rechtfertigen.

Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche

Von Dipl.-Ing. Karl Fischer, Wien

1. Einleitung

Die Berechnung der Setzungen von Fundamenten, deren Grundrißform ein Rechteck, ein Streifen oder ein Kreis ist, wurde im Schrifttum der Bodenmechanik schon mehrfach behandelt. Hingegen fehlt noch eine analoge Berechnung für die Form einer kreisförmigen Ringfläche. Diese kommt vor bei Fundamenten von Türmen, lotrechten zylindrischen Behältern und Brunnen.

Die vorliegende Studie schließt sich an die Arbeit von F. Schleicher [2] an.

2. Ableitung der Formeln

Auf der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes liege eine kreisförmige Ringfläche mit gleichmäßig ver-

teilter Belastung. Die Biegesteifigkeit dieser Fläche sei gleich Null, also ähnlich einer Membran. Gesucht sind die Setzungen besonderer Punkte längs eines Durchmessers.

Ausgegangen wird von den folgenden Formeln für die Setzung einer vollen Kreisfläche bei gleichmäßig verteilter Belastung nach J. Boussinesq [1] S. 140.

a) Setzung des Mittelpunktes,

$$w_0 = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q}{r E} \quad (1)$$

b) Setzung eines Randpunktes, $x = r$,

$$w_R = (1 - \mu^2) \frac{4}{\pi^2} \frac{Q}{r E} \quad (2)$$

c) Setzung eines Punktes innerhalb der Kreisfläche,
 $x < r$,

$$\left. \begin{aligned} w_x &= (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q}{r E} \cdot F\left(\frac{x}{r}\right), \\ F\left(\frac{x}{r}\right) &= 1 - \frac{1}{4} \left(\frac{x}{r}\right)^2 - \frac{3}{64} \left(\frac{x}{r}\right)^4 - \frac{5}{256} \left(\frac{x}{r}\right)^6 - \dots \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

d) Setzung eines Punktes außerhalb der Kreisfläche,
 $x > r$,

$$\left. \begin{aligned} w_x &= (1 - \mu^2) \cdot \frac{1}{\pi} \frac{Q}{x E} \cdot F\left(\frac{r}{x}\right), \\ F\left(\frac{r}{x}\right) &= 1 + \frac{1}{8} \left(\frac{r}{x}\right)^2 + \frac{3}{64} \left(\frac{r}{x}\right)^4 + \frac{25}{1024} \left(\frac{r}{x}\right)^6 + \dots \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Die Bezeichnungen bedeuten: μ = Poisson-Querzahl,
 Q = Gesamtlast, r = Halbmesser der belasteten Fläche,
 E = Elastizitätsmodul.

Die Ableitung der Formeln für die kreisförmige Ringfläche erfolgt am einfachsten durch Überlagerung von 2 gleichmäßig belasteten, vollen Kreisflächen mit positiver und negativer Belastung nach Abb. 1. Der Halbmesser des inneren Kreises wird zweckmäßig mit ϱr bezeichnet, wobei $\varrho < 1$.

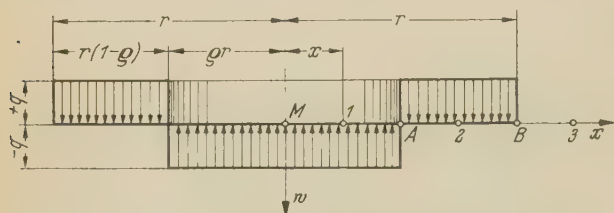


Abb. 1. Schema zur Belastung der kreisförmigen Ringfläche.

A. Setzung des Mittelpunktes M

Die Gesamtlasten der beiden Kreisflächen sind

$$Q_1 = +r^2 \pi q, \quad Q_2 = -\varrho^2 r^2 \pi q.$$

Dann ist nach Gl. (1)

$$w_M = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi E} \left(\frac{Q_1}{r} - \frac{Q_2}{\varrho r} \right). \quad (5)$$

Durch Einführung von Q_1 und Q_2 folgt

$$\begin{aligned} \frac{Q_1}{r} - \frac{Q_2}{\varrho r} &= r \pi q (1 - \varrho), \\ w_M &= (1 - \mu^2) \frac{2}{E} r q (1 - \varrho). \end{aligned} \quad (6)$$

Die Gesamtlast der kreisförmigen Ringfläche ist
 $Q = Q_1 - Q_2 = r^2 \pi q (1 - \varrho^2)$, somit $r q = \frac{Q}{r \pi (1 - \varrho^2)}$
eingesetzt in Gl. (6) ergibt

$$w_M = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q}{r E} \frac{1}{1 - \varrho}. \quad (7)$$

Es ist zweckmäßig, die gesuchten Setzungen auf die Setzung w_0 des Mittelpunktes der vollen Kreisfläche zu beziehen. Dann ist nach Gl. (1) und (7)

$$w_0 = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q}{r E}, \quad w_M = \frac{w_0}{1 - \varrho}. \quad (8)$$

B. Setzung des inneren Randpunktes A, $x = \varrho r$

Der Punkt A ist für die größere Kreisfläche ein innerer Punkt, für die kleinere ein Randpunkt. Aus Gl. (2) und (3) folgt mit $r = \varrho r$ und Einführung der Setzung w_0 des Mittelpunktes der vollen Kreisfläche

$$\left. \begin{aligned} w_A &= w_0 \cdot f_1(\varrho), \\ f_1(\varrho) &= \frac{1}{1 - \varrho^2} \left[1 - \frac{2}{\pi} \varrho - \frac{1}{4} \varrho^2 - \frac{3}{64} \varrho^4 - \frac{5}{256} \varrho^6 - \dots \right] \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

C. Setzung des äußeren Randpunktes B, $x = r$

Der Punkt B ist für die größere Kreisfläche ein Randpunkt, für die kleinere ein äußerer Punkt. Aus Gl. (2) und (4) folgt

$$w_B = w_0 \cdot f_2(\varrho),$$

$$f_2(\varrho) = \frac{1}{1 - \varrho^2} \left[\frac{2}{\pi} - \frac{1}{2} \varrho^2 \left(1 + \frac{1}{8} \varrho^2 + \frac{3}{64} \varrho^4 + \frac{25}{1024} \varrho^6 + \dots \right) \right] \quad (10)$$

Eine Ausrechnung der Funktionen $f_1(\varrho)$, $f_2(\varrho)$ ergab die Tabelle 1.

Tabelle 1

ϱ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$f_1(\varrho)$	1,000	0,943	0,899	0,864	0,838	0,821
$f_2(\varrho)$	0,637	0,638	0,692	0,650	0,661	0,676
ϱ	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	—
$f_1(\varrho)$	0,814	0,818	0,843	0,918	∞	—
$f_2(\varrho)$	0,699	0,731	0,782	0,884	∞	—

Eine Darstellung dieser Funktionen gibt Abb. 2. Es zeigt sich das interessante Ergebnis, daß die Setzung w_A des inneren Randes für $\varrho = 0,6$ einen Minimalwert hat.

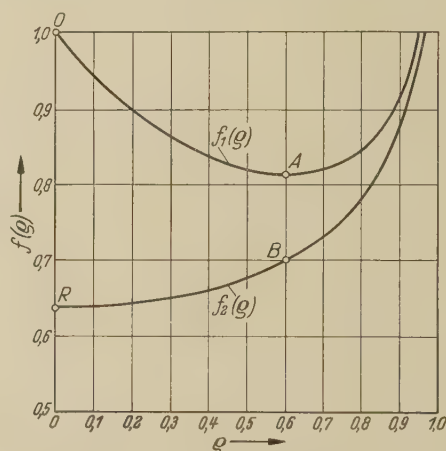


Abb. 2. Darstellung der Funktionen $f_1(\varrho)$ für den inneren Randpunkt und $f_2(\varrho)$ für den äußeren Randpunkt.

D. Setzung eines Punktes 1 innerhalb des Ringes, $x < \varrho r$

Der Punkt 1 ist für beide Kreisflächen ein innerer Punkt, so daß durch Anwendung der Gl. (3) folgt

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \cdot f\left(\frac{x}{r}\right), \\ f\left(\frac{x}{r}\right) &= \frac{1}{1 - \varrho^2} \left[(1 - \varrho) + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{\varrho} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^2 + \frac{3}{64} \left(\frac{1}{\varrho^3} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^4 + \dots \right. \\ &\quad \left. + \frac{5}{256} \left(\frac{1}{\varrho^5} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^6 + \dots \right], \quad x < \varrho r \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

E. Setzung eines Punktes 2 in der Ringfläche, $\varrho r < x < r$

Punkt 2 ist für die größere Kreisfläche ein innerer Punkt, für die kleinere ein äußerer Punkt. Durch Anwendung der Gl. (3) und (4) folgt

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \cdot \frac{1}{1 - \varrho^2} \left[f\left(\frac{x}{r}\right) - f\left(\frac{r}{x}\right) \right], \\ f\left(\frac{x}{r}\right) &= 1 - \frac{1}{4} \left(\frac{x}{r}\right)^2 - \frac{3}{64} \left(\frac{x}{r}\right)^4 - \frac{5}{256} \left(\frac{x}{r}\right)^6 - \dots \\ f\left(\frac{r}{x}\right) &= \frac{r}{2x} \varrho^2 \left[1 + \frac{1}{8} \varrho^2 \left(\frac{r}{x}\right)^2 + \frac{3}{64} \varrho^4 \left(\frac{r}{x}\right)^4 + \dots \right. \\ &\quad \left. + \frac{52}{1024} \varrho^6 \left(\frac{r}{x}\right)^6 + \dots \right], \quad \varrho r < x < r \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

F. Setzung eines Punktes 3 außerhalb der Ringfläche, $x > r$

Der Punkt 3 ist für beide Kreisflächen ein äußerer Punkt. Durch Anwendung der Gl. (4) folgt

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \cdot f\left(\frac{r}{x}\right), \\ f\left(\frac{r}{x}\right) &= \frac{r}{2x} \frac{1}{1-\varrho^2} \left[(1-\varrho^2) + \frac{1}{8} (1-\varrho^4) \left(\frac{r}{x}\right)^2 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{64} (1-\varrho^6) \left(\frac{r}{x}\right)^4 + \frac{25}{1024} (1-\varrho^8) \left(\frac{r}{x}\right)^6 + \dots \right], \quad x > r \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Durch die vorstehenden Formeln ist der Verlauf der Setzung einer kreisförmigen Ringfläche infolge einer gleichmäßig verteilten Belastung vollständig gegeben. Abb. 3 zeigt diesen Verlauf für das Beispiel $\varrho = 0,6$. Naturgemäß setzt sich der innere Rand stärker als der äußere. Der Neigungswinkel ν der Verbindungslinie beider Ränder hat für $\varrho = 0,6$ einen Minimalwert (Tabelle 2).

Tabelle 2

$\frac{x}{r}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$f\left(\frac{x}{r}\right)$	0,625	0,636	0,675	0,814	0,837	0,699
$F\left(\frac{x}{r}\right)$	1,000	0,990	0,959	0,903	0,816	0,637
$\frac{x}{r}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	—
$f\left(\frac{r}{x}\right)$	0,417	0,348	0,305	0,278	0,262	—
$F\left(\frac{r}{x}\right)$	0,467	0,385	0,330	0,290	0,259	—

$$f\left(\frac{x}{r}\right), \quad f\left(\frac{r}{x}\right) \cdots \text{Kreisringfläche}$$
$$F\left(\frac{x}{r}\right), F\left(\frac{r}{x}\right) \cdots \text{volle Kreisfläche}$$

3. Mittlere Setzung der Ringfläche

Eine Ableitung der mittleren Setzung der gleichmäßig belasteten Ringfläche führt auf sehr verwickelte Ausdrücke, so daß es besser ist, sich mit einem Näherungswert zu begnügen. Die mittlere Setzung w_m kann angenähert gleich der Setzung w_A des inneren Randes gesetzt werden.

Somit ist nach Gl. (9)

$$\left. \begin{aligned} w_m &\dot{=} w_0 \cdot f_1(\varrho), \\ f_1(\varrho) &= \frac{1}{1-\varrho^2} \left[1 - \frac{2}{\pi} \varrho - \frac{1}{4} \varrho^2 - \frac{3}{64} \varrho^4 - \frac{5}{256} \varrho^6 - \dots \right] \end{aligned} \right\} \cdot (14)$$

Vgl. Tabelle 1. Diese Formel gibt einen angenäherten Wert für die Setzung einer starren, kreisförmigen Ringfläche. Eine Lösung dieses schwierigen Problems ist bisher nicht bekannt geworden.

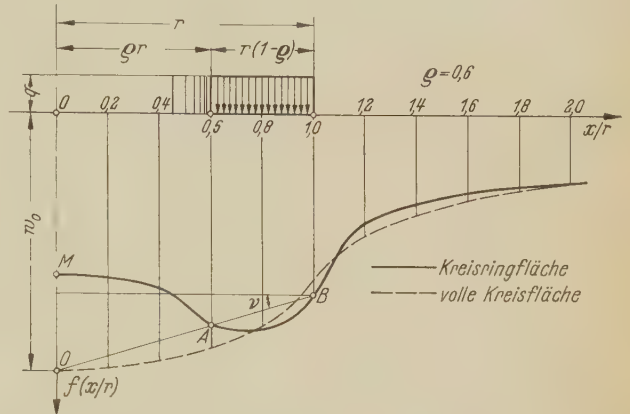


Abb. 3. Verlauf der Setzung einer kreisförmigen Ringfläche infolge einer gleichmäßig verteilten Belastung.

In den vorstehenden Formeln wurde der Elastizitätsmodul E konstant angenommen. Bei geschichtetem Baugrund wird man einen Mittelwert einführen.

Literatur:

1. J. Boussinesq: Application des potentiels, Paris 1885, Gauthier-Villars.
2. F. Schleicher: Bauingenieur 7 (1926) S. 931.
3. O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde, Wien 1934.
4. W. Steinbrenner: Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Straße 1934.
5. H. Borowicka: Österr. Ing.Archiv 10 (1939) S. 113.
6. O. K. Fröhlich: Geologie und Bauwesen (1943) S. 125.
7. H. Borowicka: Österr. Ing.Archiv 14 (1943) S. 1.
8. F. Matl: Österr. Bauzeitschrift (1954) S. 65.

Kurze Technische Berichte

Photogrammetrische Messung von Verformungen an Bauwerken

Es ist eine Methode entwickelt worden, um mit Hilfe photogrammetrischer Kameras die Verformung von unbewegten Bauwerken jeglicher Art, von laufenden Propellern usw. zu messen, aber auch Korrosionserscheinungen in Wasserbehältern, Schäden an wertvollen Teilen von Skulpturen und architektonischen Ein-

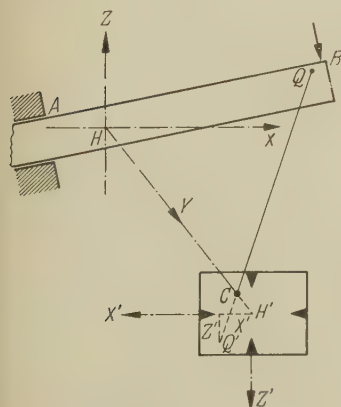


Abb. 1.

zelheiten von Gebäuden zwecks Ausbesserung oder Ersetzen zu ermitteln. Es werden Lichtbilder der zu messenden Bauwerksteile in unverformtem und verformtem Zustand aufgenommen und die Negative in einem Stereo-Komparator oder einem Stereo-Autografen — stereoskopische Instrumente zum Messen der Parallaxe und der Koordinaten von Bildpunkten — ausgewertet. Man unterscheidet die Einzelkamera - Methode und die Zweikamera-Methode. Die Einzelkamera-Methode ist nur zur Mes-

sung von Verformungen, z. B. Biegung, in einer Ebene geeignet, während die Zweikamera-Methode auch die Messung räumlicher Verformungen gestattet.

Bei der Einzelkamera-Methode (Abb. 1) wird in einem Abstand Y von dem zu messenden Bauwerk, z. B. einem bei A eingespannten Balken, eine photogrammetrische Kamera mit ihrer optischen Achse CH' normal zur Hauptebene XZ (Biegungsebene) des Balkens aufgestellt. C ist das Projektionszentrum, H der Hauptpunkt. Wenn bei B auf den Balken eine Last aufgebracht wird, biegt er sich in der Ebene $X-Z$, zu der die Ebene $X'-Z'$ der Fotoplatte in der Kamera parallel ist. Es wird zunächst ein Lichtbild des unbelasteten Balkens aufgenommen, wobei jeder Punkt Q des Balkens mit den Koordinaten X, Z auf der photographischen Platte als Bildpunkt Q mit den Koordinaten X', Z' erscheint. Beim Belasten wandert der Punkt Q infolge Biegung des Balkens nach Q_1 (Koordinaten X_1, Z_1). Dies zeigt sich bei einer zweiten Aufnahme durch den neuen Punkt Q'_1 mit (X'_1, Z'_1) . In dem Koordinatensystem nach Abb. 2, in dem die Punkte Q' und Q'_1 dargestellt sind, entspricht die Verbindungslinie Q' und Q'_1 dem Bild der Bewegung des Punktes Q infolge der Belastung des Balkens. Diese Strecke p heißt die Biegungsparallaxe. Man kann sie zerlegen in die Koordinaten p_x und p_z . Weiter ist das Verhältnis des Abstandes Y der Kamera vom Balken zur Brennweite f der Kamera konstant,

$$Y/f = M.$$

Hieraus ergibt sich die Biegung in Richtung x und z

$$s_x = Y/f \cdot p_x = M \cdot p_x$$

$$s_z = Y/f \cdot p_z = M \cdot p_z$$

Die Resultierende ist:

$$s = \sqrt{s_x^2 + s_z^2} = M \sqrt{p_x^2 + p_z^2} = M \cdot p$$

Statt Y zu messen kann man auch einen bekannten Abstand L zwischen zwei Punkten auf dem Objekt benutzen. Wenn L' die Länge des Bildes von L auf der Platte ist, ergibt sich M aus L/L' .

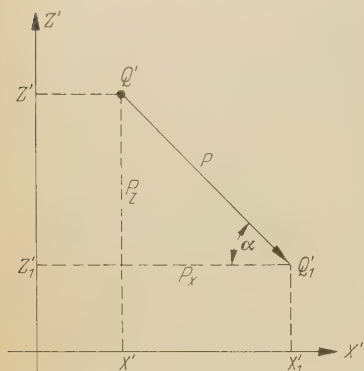


Abb. 2.

Beobachter zu oder von ihm weg gerichtet sei. Die Messung der Parallaxe p bzw. ihrer Komponenten p_x, p_z geschieht mittels einer verschiebbaren Marke, wobei die Lageveränderung dieser Marke von einer Bezugsebene zu einem Punkt auf der Oberfläche des Modells gleich der Parallaxe des Punktes ist. Wesentlich ist, daß die Enden des Balkens, d. s. die Punkte, die die Bezugsebene definieren, auf dem Lichtbild vorhanden sind. Aus den gemessenen Parallaxen ergibt sich dann durch Multiplikation mit der Konstanten M die Verformung des jeweiligen Meßpunktes.

Bei der Zweikamera-Methode werden zwei gleichartige photogrammetrische Kameras in bekannten Abständen von dem Objekt aufgestellt, wobei im einfachsten Fall ihre optischen Achsen unter sich parallel sowie horizontal und senkrecht auf der Verbindungslinie der Kameras liegen. Um diese Bedingung einzuhalten, kann man zwei gleiche Kameras an den Enden eines Metallrohres so befestigen, daß ihre optischen Achsen die genannte Bedingung erfüllen. Man kann aber auch zwei getrennte Kameras benutzen. Dabei hat man den Vorteil, die Basislänge der Größe des Objekts und der gewünschten Genauigkeit besser anpassen zu können. In Abb. 3 ist wieder Q der Punkt, dessen Verschiebung infolge Verformens z. B. eines Balkens gemessen werden soll. Die Punkte O_L und O_R sind die Projektionszentren der linken bzw. rechten Kamera, b ist die Basislinie, $H'_L O_L$ und $H'_R O_R$ sind die Brennweiten der Kameras. Q'_L und Q'_R sind die Bildpunkte des Punktes Q in den beiden Kameras. Die Koordinaten von Q'_L und Q'_R sind X_L, Z_L und X_R, Z_R .

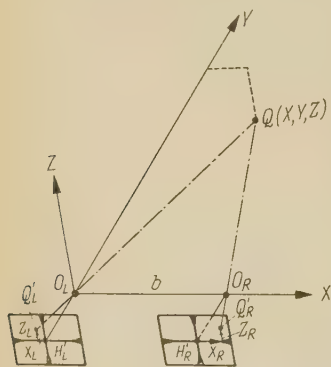


Abb. 3.

Die Parallaxe ist $X_L - X_R = p$. Die Koordinaten X, Y, Z von Q sind durch die Beziehungen

$$X = Y \cdot x_L / f \quad Y = b \cdot f / p \quad Z = Y \cdot z_L / f$$

bestimmt.

Es werden nun wieder mit den beiden Kameras gleichzeitig Bildpaare des Objekts in unverformtem und verformtem Zustand aufgenommen, wobei letztere für mehrere Verformungsstufen wiederholt werden können. Zur Auswertung werden je zwei Bildpaare — je eines des unverformten und verformten Objekts — in den Stereoautographen gelegt, in dem die räum-

Zur Ermittlung der Parallaxe p werden beide Negative so in den Stereokomparator oder den Stereoautographen eingelegt, daß der Balken in vertikaler Lage zu sein scheint. Dann bilden die Bilder des unbogenen und des gebogenen Balkens ein stereoskopisches Bildpaar, in dem die Biegung als horizontale Parallaxe erscheint. Der Beobachter sieht ein dreidimensionales optisches Modell des Balkens, in dem nicht gebogene Teile in einer Ebene zu liegen scheinen und die Biegung so aussieht, als ob sie auf den

lichen Koordinaten jedes Punktes des Objektes direkt abgelesen werden können. Eine Berechnung von X, Y, Z ist dabei nicht nötig.

Die erläuterten Meßverfahren haben den Vorteil, daß sie schnell und ohne Anstrengung durchgeführt werden können und daß die Messungen jederzeit mittels der aufbewahrten Negative reproduziert werden können, auch kann man aus den gleichen Photos weitere Informationen entnehmen. Nachteile bestehen insofern, als die Meßergebnisse nicht sofort zur Verfügung stehen, da die Negative erst entwickelt und ausgewertet werden müssen. Außerdem sind die Auswertgeräte teuer (Stereokomparator 17 000 DM, Stereoautograph 170 000 DM).

[Nach „Now Photos To Do What Strain Gages Did“: in „Engineering News-Record“ 156 (1956) Nr. 4 vom 26. 1. 1956 S. 38—40. Genaueres in dem Bericht von C. Moser und W. R. Schriever zum Symposium sur l'Observation des Ouvrages réalisé au Laboratoire Nacional de Engenharia Civil in Lissabon (Portugal).] Dr.-Ing. H. Bürnheim, München.

Das Projekt einer Brücke über den Kalmarsund

Dem südlichen Festland Schwedens ist die langgezogene Insel Öland vorgelagert, vom Festland durch einen schmalen Sund getrennt, der an der engsten Stelle, d. i. etwa in Höhe der Stadt Kalmar, rd. 6 km breit ist. Die Insel Öland ist ein beliebtes Ausflugsziel für Touristen und Badegäste, die mit ihren Wagen bisher durch Fährdampfer zwischen Kalmar und Färjestaden (auf Öland) übergesetzt wurden. Die Verkehrszunahme läßt den Bau einer festen Brücke notwendig erscheinen. Interessentkreise haben durch die Tiefbaufirma A. B. Armerad Betong das Projekt einer solchen Brücke ausarbeiten lassen, die mit privatem Kapital gebaut und durch Brückenabgaben finanziert werden soll, ein Verfahren, das in Schweden nicht neu und auch in anderen Ländern der Welt (beispielsweise in den Vereinigten Staaten von Amerika) mit Erfolg angewendet wird.

Brückenlage und Hauptabmessungen

Die westliche Auffahrt zu der geplanten Brücke wird im Norden der Stadt Kalmar liegen; die Brücke wird dann über die Insel Svinö führen, in mastfreier Höhe die Hauptfahrrinne des Kalmarsundes, die sog. „Tiefe Rinne“, kreuzen, die Insel S. Skallö berühren und dann gerade auf die Insel Öland zulaufen, die sie etwa 2 km nördlich von Färjestaden erreichen wird. Da nur in seichten Buchten innerhalb der Insel Svinö und auf eine kurze Strecke mit seichtem Wasser vor Öland

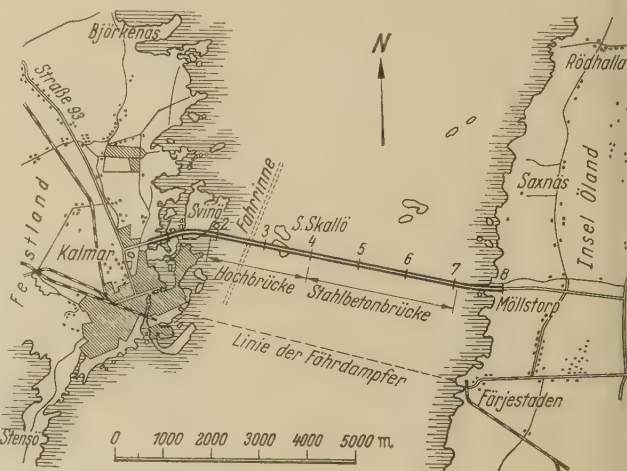


Abb. 1. Lageplan.

Dämme geschüttet werden, wird der Sundquerschnitt praktisch nicht eingeengt und damit die Wasserströmung nicht gestört. Die gesamte Länge zwischen den beiderseitigen Straßen Sperren, in denen die Brückenabgaben erhoben werden und die Beginn und Ende der gesamten Anlage kennzeichnen, beträgt 7500 m, die sich aufteilen in

Dammschüttung auf der westl. Seite (Kalmar)	1075 m
Stahlbetonbrücke über der Insel Svinö	210 m
stählerne Hochbrücke über die „Tiefe Rinne“	2140 m
Stahlbetonbrücke über den östl. Sundarm	3115 m
Dammschüttung auf der östl. Seite (Öland)	960 m
Gesamt	7500 m

Abb. 2 zeigt das Längsprofil der Brücke (20fach überhöht).

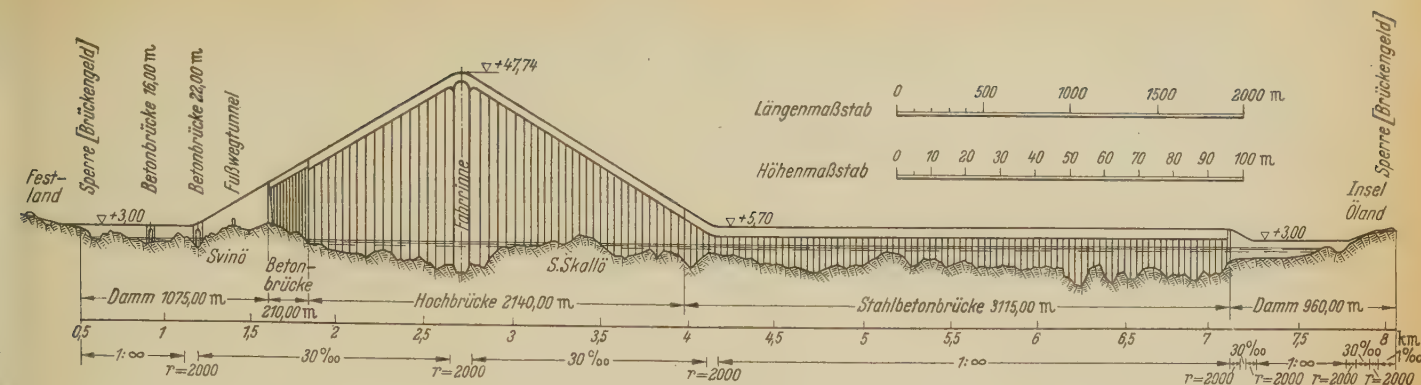


Abb. 2. Längsprofil der Brücke.

Nutzbreite und Belastungsannahmen

Von fachkundiger Seite wird der Verkehr über die Brücke im Jahre 1962, dem Zeitpunkt der geplanten Fertigstellung, mit jährlich etwa 380 000 Kraftfahrzeugen geschätzt; in den Folgejahren wird eine weitere Zunahme von 4 bis 7 % je Jahr erwartet. Ferner wird mit jährlich etwa 50 000 Fahrrädern und Mopeds gerechnet. Hierauf aufbauend wird eine zweispurige Fahrbahn von 7,50 m Breite als ausreichend erachtet. Besondere Fahrstreifen für Fahrräder und Mopeds sind nicht vorgesehen, vornehmlich aus wirtschaftlichen Erwägungen, da die erheblichen Mehrkosten besonderer Fahrradwege durch die zu erwartenden geringen Mehreinnahmen an Brückengeldern nicht aufgewogen werden. Mit 20 cm hohen Bordsteinen, die auch bei Glatteis ein Überfahren verwehren, schließen sich auf beiden Seiten 50 cm breite Gehbahnen (für Brückenwächter und Reparaturarbeiter) an. Die Fahrbahnplatte besteht aus 5 cm Asphalt auf 5 cm Schutzbeton, von der Fahrbahnplatte durch eine Isolierschicht getrennt.

Als Verkehrslast wird je Fahrstreifen eine größte Achslast (Einzellast) von 14 t mit 40 % Stoßzuschlag sowie eine gleichmäßig verteilte Last von

$p = 2,4 \text{ t/lfdm}$	bei Stützweiten: $l \leq 8 \text{ m}$
$p = 2,8 - 0,05 \text{ t/lfdm}$	„ „ $8 < l < 28 \text{ m}$
$p = 1,4 \text{ t/lfdm}$	„ „ $l \geq 28 \text{ m}$

angenommen.

Dämme und Brückenteil über Insel Svinö

Die beiderseitigen Dämme erhalten eine Höhe von +3,0 m über MW; sie werden mit groben Steinen abgedeckt. Der Damm auf der westlichen Seite wird durch zwei Betonbrücken von 16 bzw. 22 m Spannweiten unterbrochen; er steigt zum Stahlbetonbrückenteil über der Insel Svinö auf, der 210 m lang ist und als durchlaufender Balken von 12 bis 18 m Stützweiten ausgebildet wird. Damm und Stahlbetonbrücke bilden die westliche Auffahrtsrampe zur Hochbrücke über die „Tiefe Rinne“.

Stählerne Hochbrücke über der „Tiefen Rinne“

Die „Tiefe Rinne“ hat eine ausgebaggerte Fahrinne von 80 m Breite; die gleiche lichte Breite wird auch für die mittlere Brückenöffnung gefordert. Damit ergibt sich hier eine Stützweite von 94 m. Die anschließenden Weiten sind so gewählt, daß die Kosten für Pfeiler und Überbauten ein Minimum geben; mit abnehmenden Höhen gehen sie von 58 auf 35 m zurück. Bei insgesamt 2140 m Länge der Hochbrücke ergeben sich 48 einzelne Öffnungen.

Die Höhe der Mittelöffnung wird durch die Forderung des Seeverkehrs nach einer lichten Höhe von 42 m über HSW bestimmt. Damit liegt der höchste Punkt der Gradiente auf +47,74 m über MW. Anschließend an den mit einem Abrundungsradius von 2000 m ausgeglichenen Mittelteil fällt die Fahrbahn auf beiden Seiten mit 3 ‰. Eine stärkere Steigung wäre zwar bautechnisch wirtschaftlicher gewesen, mußte jedoch wegen des Glatteisrisikos außer Betracht bleiben.

Jeder Überbau erhält 2 geschweißte Vollwandträger, Material St 44. Die Träger laufen über jeweils 3 Stützen durch, in jeder 4. Öffnung wird ein Träger gelenkig eingehängt; sie erhalten eine über die ganze Länge des Überbaus gleichbleibende Höhe von 2,50 m, die nur über den Stützen der Mittelöffnung bis 5,30 m vergrößert wird.

Die Stahlbetonfahrbahnplatte ruht direkt auf den Obergurten der beiden Hauptträger und dient zugleich als Windverband.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt und läßt zugleich die Anordnung des über die ganze Länge von 2140 m durchlaufenden Besichtigungswagens erkennen.

Die Wassertiefe in der „Tiefen Rinne“ ist 8,5 m, im übrigen Teil etwa 7 m. Der Untergrund ist fester Kies. Die Pfeiler können u. U. einen großen Eisdruck erhalten, der quer zur Brücke mit 250 t je m Pfeilerdicke und in Längsrichtung der Brücke mit 30 t je m Pfeilerlänge angesetzt wird. Es werden daher große Abmessungen für die Fundamente notwendig sein. Die Pfeiler sollen auf Beton-Senkkästen gegründet werden, die i. a. an Land hergestellt und mit Hilfe von Pontons eingeschwommen werden; die Kaissons werden sodann von einer schwimmenden Betonierungsanlage aus vollgefüllt und gegen Auskolkungen mit Steinschüttungen versehen. Die Pfeilerschäfte werden unter Verwendung von Gleitschalungen in Beton ausgeführt. Zur Sicherung der beiden Pfeiler neben der Fahrinne gegen anprallende Schiffe werden, ebenfalls auf Senkkästen gegründet, vier Schutzpfeiler, die zugleich die Leuchtfeuer für den Seeverkehr tragen, ausgeführt.

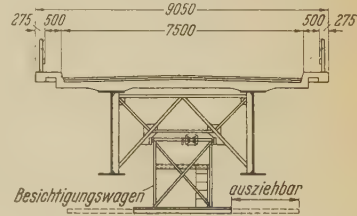


Abb. 3. Querschnitt der stählernen Hochbrücke.

Stahlbetonbrücke über den östlichen Sund

Zwischen der stählernen Hochbrücke und der Dammschüttung auf der östlichen Seite (bei der Insel Öland) ist ein Brückenzug von 3115 m Länge, unterteilt in 89 gleiche, 35 m lange Abstände vorgesehen. Die Hauptträger sind als vorgespannte Stahlbetonbalken ausgebildet; den Querschnitt zeigt Abb. 4. Die Fahrbahn liegt 5,7 m über MW, das bedeutet eine lichte Höhe unter der Brücke von etwa 3 m. Die Hauptträger sind einfache Balken auf 2 Stützen von 34 m Stützweite, an Land serienweise hergestellt und mit einem Pontonkran eingeschwommen. Jedes Hauptträgerstück hat ein Gewicht von etwa 78 t. Die Fahrbahnplatte wird zur Aufnahme der Kräfte in den Hauptträgern aus Verkehrslast mit herangezogen. Die Vorspannung der Balken ist nach dem Verfahren von Freys-

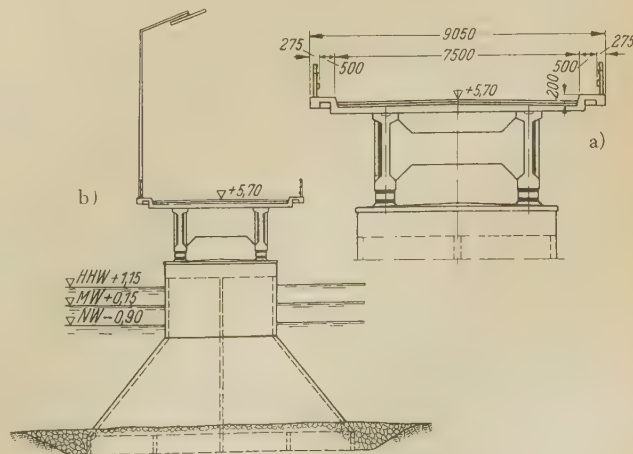


Abb. 4. Querschnitt der Stahlbetonbrücke.
a) in Brückenmitte. b) überm Pfeiler.

sinet unter Verwendung von 22 Kabeln in St 150 geplant. Da hier 178 gleiche Stücke herzustellen sind, werden bei rationeller Einrichtung der Baustelle die vorgespannten Stahlbetonbalken wesentlich wirtschaftlicher sein als Stahlträger. Bei etwa gleichen Wassertiefen und gleichen Untergrundverhältnissen wie bei der Hochbrücke sollen auch diese Pfeiler im gleichen Verfahren auf Senkkästen gegründet werden.

Baustoffe und Kosten

Der Entwurf veranschlagt einen Baustoffverbrauch von

Zement	27 000 t
Beton-Kies	105 000 m ³
Bewehrungs-Stahl	3 300 t
Stahl für Vorspannung	500 t
Holz für Gerüste und Schalungen	10 000 m ³
Baustahl für Hochbrücke	3 300 t
Baustahl für sonstige Bauten	1 000 t
Bewegte Massen für Dämme	220 000 m ³

Man rechnet mit 1 Jahr Vorlaufzeit und weiteren 4 Jahren Bauzeit bei 250 bis 300 Mann Baustellen-Belegschaft.

Die Gesamtkosten sind zu etwa 50 Mio Schwedenkronen (= etwa 40 Mio DM) veranschlagt. Nach der Rentabilitätsberechnung werden die Brückenabgaben Zinsen und Tilgung dieses Kapitalaufwandes aufbringen, wobei eine Konzessionszeit von 40 Jahren angenommen wird. In dieser Zeit ist das Kapital getilgt, die Brücke soll dann kostenlos in Staatseigentum übergehen. [Nach Ingeniören 64 (1955), Nr. 34 S. 682.]

Carl Justus Hoppe, Bonn.

Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“

In der Provinz Quebec nähert sich am unteren St. Lorenz-Strom ein großes Wasserkraftprojekt seiner Vollendung, das nicht nur technisch bemerkenswert ist (Größenordnung etwa gleich dem Kitimat-Projekt, vgl. Bauingenieur 28 [1953] S. 143), sondern auch eine neuartige Vertragsform aufweist, die für ähnliche Projekte vielleicht Schule machen wird. Es handelt sich um den Ausbau der Bersimis-Wasserkraft, den die „Hydro-

Quebec“ selbst vornimmt, nachdem sie 6 Unternehmerfirmen als Agenten aufgenommen hat. Für diese Unternehmer fällt dadurch die Gewinnchance — außer einer vorher festgelegter Quote — fort, aber es wird auch das Risiko eines Großbaues im kanadischen Busch vermieden. Eine große Begeisterung hat diese Methode bei den Unternehmern nicht ausgelöst, aber es sind namhafte Firmen, deren Mitarbeit sich die „H-Q“ sichern konnte. Sie rühmt sich, auf diese neue Weise ein wertvolles Unternehmerpotential an Erfahrung, Gerät und Führungspersonal zu einem gemeinsamen Ziel vereinigt zu haben und eine überaus wirtschaftliche Ausführung mit dem Ablauf des Jahres 1956 zu Ende zu bringen. Sie konnte z. B. durch die Gründung dieser staatlichen „Kron-Kompagnie“ auf völlig legale Weise die 5%ige Provinzial-Umsatzsteuer auf etwa 90 Mio \$ Materialeinkäufe einsparen. Die Ausbaukosten mit 125 \$ je install. PS werden als gering bezeichnet und betont, daß die Stromkosten selbst nach einem Transport über 640 km in Montreal noch billiger sind als die Kosten der elektr. Energie aus den Lachine-Schnellen des St. Lorenz-Stromes kurz oberhalb dieser Stadt, die in einigen Jahren anfallen wird.

Die Stätte der Wasserkraftgewinnung liegt im Bersimis-Fluß, der im großen Mündungstrichter bei der Stadt gleicher Namens in den St. Lorenz mündet. Küstenstation für die Ausfuhrung wurde der Ort Forestville, 280 km unterhalb Quebec, der noch auf Straßen erreichbar war. Von hier ging es vor 3 Jahren zunächst 65 km auf Wald- und Sumpfwegen und weitere 70 km ganz ohne Wege zur Neugründung der Arbeiterstadt Labrieville, mit 5000 Einwohnern, die Operationsbasis wurde.

Das Projekt umfaßt drei Hauptteile: Die Dammbauten, die Tunnel und Schachtanlagen und das Kavernenkraftwerk. Hinzu tritt dann die 640 km lange Überlandleitung, die aus zwei 300 kV-Doppelleitungen besteht und allein 1/3 der Gesamtkosten beanspruchte.

Dammbauten

Unterhalb des Pimakan-Sees fällt der Bersimis auf 29 km etwa 218 m. Dieses Gefälle wird durch Dammbauten im Bersimis und dem benachbarten Desroches-Fluß und durch weitere Dammbauten am Pimakan-See, der durch den Stau um 750 m größer und um 137 km länger wird auf 266 m erhöht. Nur 12 Tunnel km von einer Bucht des vergrößerten Sees entfernt wird das Flußta wieder erreicht, und hier entsteht das Kavernenkraftwerk.

Der 60 m hohe Bersimis-Hauptdamm, der als Beispiel für alle Dämme gilt, ist 675 km lang bei einer Basisbreite von 270 m (Abb. 2). Er enthält 2,9 Mio m³ Material. Der zweitgrößte Staudamm enthält nur 1,0 Mio m³ Material und sperrt das Tal des Desroches mit nur 315 m Länge. Zwischen den beiden Dämmen ist der Bergrücken auf 400 m Länge abgetragen und bildet eine unkontrollierten Entlastungsüberlauf. Wie der Querschnitt zeigt, handelt es sich um Steinschüttdämme mit einer nur schwachen, eingewalzten Dichtungsschicht, die auf einer dreigestaffelten Übergangszone von Schotter, Kies und Sand liegt und nach Oberstrom von zwei Übergangsschichten Kies und Sand überlagert ist. Der Stützkörper des Dammes besteht aus Steinbruchmaterial mit etwa 25 cm Größe, das beim Sprengen zu 75 % einbaufertig anfiel. Gesprengt wurde aus sog. Wolfslöchern, Schächten von 1,50 m Durchmesser, in welche jeweils 38 Sprengstoff geladen wurden. Zunächst benutzte faßgroße Bohrlöcher ergaben zu wenig Materialanfall und hemmten den Fluß der nur im Sommer durchzuführenden Überlagerarbeiten. In einem Wettlauf mit der Zeit wurden von 850 Leuten in drei kurzen Arbeitssommern diese beiden Dämme gerade noch vor dem Winterbeginn 1955/56 fertiggestellt.



Abb. 1. Karte des unteren St. Lorenz-Stromes.

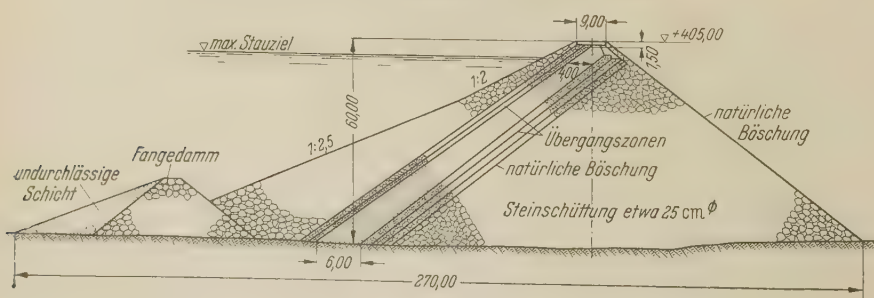


Abb. 2. Querschnitt des Hauptdammes.

Man darf auf die Bewährung der Dammbauten gespannt sein, denn die Dichtungskerne sind nicht wie üblich aus Ton, der dort nicht vorkommt, sondern aus diluvialem Ackerboden hergestellt, einem ohnehin schon seltenen Vorkommen in dem Felsengebiet. Geophysikalische Angaben für das Material fehlen leider. Das Einwalzen konnte nur mit Traktoren und Lkw vorgenommen werden; die Kies- und Sand-Schichten wurden eingespült und die größeren Teile mit einem Wasserstrahl von 10,5 atü zur dichtesten Lage gebracht.

Stollen und Schächte

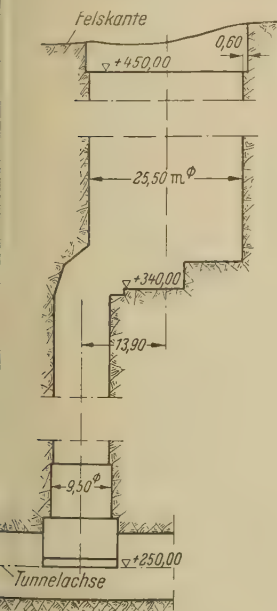
Der 12 km lange betonverkleidete Stollen ist als Hufeisenprofil mit 9,40 m Höhe ausgebildet. Er führt 425 m³ Wasser je sec. ab, wobei der Druckhöhenverlust zwischen 20—30 m liegt. Der Rohausbruch entspricht einem Kreisquerschnitt von 10,6 m ϕ und liegt stets so tief unter der Felsoberkante, daß das Gewicht der Überdeckung allein nie weniger als 50 % des max. Wasserdrucks beträgt. Nur 600 m der Strecke erforderten eine Verpreß-Injektion bzw. eine Auskleidung mit Stahlrohren. Der Stollen wurde nach Anlage von 3 Zugangsstollen, mit je 8,00 · 9,70 m Querschnitt, von 6 Orten her gleichzeitig aufgeföhren. Jede Brust wurde beim Abbau mit 160 Bohrlöchern von 5,20 m Tiefe versehen, welche mit je 940 g 40%igem Dynamit besetzt in einer Abbrennzeit von 0,2—1,2 sec abgetan wurden. Die Leistung betrug im Durchschnitt für alle 6 Strecken 222 m/Woche. Im Stollen konnte durchgehend 12 Monate gearbeitet werden.

Für den Beton des Stollenmantels ergaben sich die Forderungen, daß er eine Festigkeit von 210 kg/cm² bei 220 kg Zementzugabe erreichen sollte, daß er ferner gegen den kalten Fels so schnell abbinden mußte, daß die Schalformen nach 11 Stunden versetzt werden konnten, damit der Betonier-Zyklus von 24 Std. innegehalten werden würde, und schließlich mußte der geforderten Frühfestigkeit eine Abbindeverzögerung von etwa zwei Stunden vorausgehen, die für den Transportweg benötigt wurden. Schließlich stellte sich noch heraus, daß der am Ort vorhandene Sand einen überhöhten Luftporengehalt des Betons bewirkte, so daß man einen entlüftenden Betonzusatz suchen mußte. Alle diese ungewöhnlichen Forderungen an den Beton wurden durch die Zugabe von knapp 1 kg Pozzolith/m³ Beton und des entlüftenden Mittels „ADA“ erfüllt. Der in einer zentralen Betonstation gemischte Beton wurde in 6 m³-Wagen teilweise bis 13 km weit zur Einbaustelle befördert, hier wurden die Wagen mittels Rampe in einen Rundkipper geföhren und das Gut zum Aufmischen durch einen Rost in Trichter gestürzt, die drei pneumatische Förderer bedienen. Diese drückten den Beton durch 15-cm-Rohre zum Tunnelscheitel, von wo er sich nach den Seiten verteilte. Der fahrbare Betonierungsjumbo ist 84 m lang und enthält neben der Rampe, dem Rundkipper, dem Trichter und der Förderanlage auch das Fahrgerüst für die Tunnelschalung, die nicht als Teleskopschalung gebaut war.

Am Ende des Hauptstollens gehen die 8 Druckstollen für die Turbinen unter 60° seitlich und unter 50° fallend etwa 117 m tief auf die Turbinen. Es wurden die Schrägstollen von unten her mit Pilotstollen von 1,80 m ϕ aufgeföhren und dann von oben her auf 4,90 m ϕ erweitert. Der normale Querschnitt ist durch den Betonmantel auf 3,60 m ϕ gebracht; nach den Turbinen zu verjüngt sich der Stollen und ist mit einem 31 mm starken Stahlmantel versehen, der allmählich die Verjüngung der Strecken mit 3,00—2,85—2,70 und zuletzt auf 2,35 m ϕ gestaltet.

Vor den Abzweigungen der 8 Druckstollen führt vom Hauptstollen ein Schwalltschacht 208 m senkrecht nach oben. Auch er wurde mit einem Pilotstollen von unten her begonnen und später von oben her erweitert. Die unteren 90 m dieses Schachtes sind auf 9,50 m ϕ ausgebrochen und mit Beton auf 8,20 m ϕ gebracht. Oberhalb dieser Höhe ist die Schachtachse um 13,90 m versetzt und der Schacht zur eigentlichen Schwallkammer von 25,5 m ϕ und 110 m Höhe erweitert (Abb. 3).

Abb. 3.
Aufriß des Schwalltschachtes.



Die Wandungen der Schwallkammer sind nur zum Schutze der Arbeiter torkretiert, den oberen Abschluß bildet eine Kuppel auf einem nur etwa 4,4 m hohen Wandungsring aus Beton.

Kavernenkraftwerk

Die acht 150-MW-Turbinen für 240 m Wassersäule und 277 U/m sind in einer Kaverne von 172 · 20 · 24,5 m installiert. Kleinere Einheiten hätten je Einheit 1 Mio \$ Mehrkosten ergeben. Für den Kühlwasserumlauf wird keine elektrische Energie entnommen, sondern es ist ein Druckstollenrohr angezapft und mit dieser Teilenergie wird aus dem abgemahlenden Wasser ein Quantum drucklos entnommen und in ein Kühlsystem mit 1,75 atü hineingebracht. Ein besonderer Gewinn ist damit nicht zu verzeichnen, das System soll aber sehr einfach und zuverlässig arbeiten.

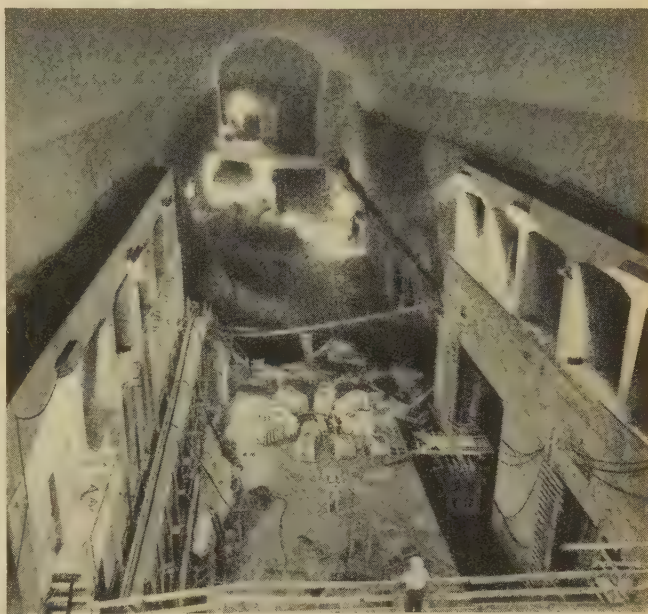


Abb. 4. Blick in die Krafthauskaverne.

Vom Betonbogendach der Kaverne wird eine ebene Decke abgehängt. Eine Kranbahn für 400 t Nutzlast und 18,40 m Spurweite ergänzt die Anlage. Parallel zum Krafthaus und durch 8 Ablaufstollen mit ihm verbunden verläuft der 14,40 m hohe und 23,0 m breite Freispiegel-Auslaufstollen, der über einen anschließenden Kanal das Wasser zum Bersimis-Fluß zurückleitet. Der Kabeltunnel ist 1,80 · 2,40 m groß und verbindet das Kraftwerk mit der Freiluft-Umformeranlage. Die beiden 300-kV-Freileitungen nach Quebec (310 km) und Montreal (640 km), die mit Doppelmasten von 42 m Höhe und 360 m Abstand die stillen Wälder Kanadas durchschneiden, sind die ersten Zeugen der begonnenen Erschließung dieser entwicklungsfähigen Provinz. [Nach Eng. News Rec. 155 (1955) Nr. 20, S. 34.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren

Im Zusammenhang mit der unterschiedlichen Temperaturverteilung und den Schmelz- und Erstarrungsvorgängen entstehen beim Schweißen Eigenspannungen in Höhe der Streckgrenze. Man ist bestrebt, die Spannungsspitzen abzubauen, die in der Naht als dem anfälligsten Gebiet als räumliche Zugspannungen auftreten. Hierdurch können Sprödbrüche ausgelöst werden; bedeutende Schadensfälle sind so verursacht worden. Kleinere Bauteile können in Öfen normal- oder spannungsfrei geglüht werden. Sie müssen aber dabei auf Temperaturen von 900° bzw. über 600° C erhitzt werden. Für Bauteile großer Abmessungen, wie Druckrohrleitungen, gab es nur ein örtliches Ausglühen der Naht oder das Hämmern jeder neuen noch heißen Schweißlage. Bei beiden Verfahren werden die Eigenspannungen nur beschränkt abgebaut.

Neuerdings wurde ein Verfahren aus den USA eingeföhrt, das wesentlich wirkungsvoller und rationeller arbeitet, da nur kurzzeitig die Randgebiete der Naht auf 200° C erwärmt werden müssen. Zwei parallel geföhrt Brenner erwärmen mit

gleichmäßigem Vorschub von etwa 400 mm/min den Werkstoff in einem bestimmten Abstand zu beiden Seiten der Naht. Zwei Brausen folgen in etwa 150 mm Abstand und kühlen den erhitzten Bereich wieder ab (Abb. 1). In der Naht entstehen in

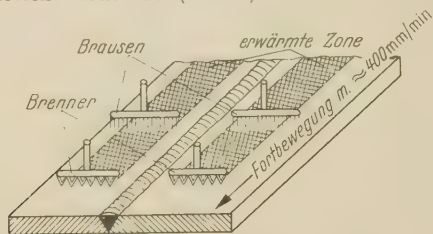


Abb. 1. Arbeitsverfahren des Niedertemperaturentspannens schematisch (nach Wellinger).

Nahrichtung Wärmeszugspannungen, die sich zu den Eigenspannungen gleicher Richtung addieren. Überall, wo hierdurch die Streckgrenze des Werkstoffes überschritten wird, verformt sich der Werkstoff plastisch, so daß nach dem Verschwinden der Wärmespannungen nach dem Abkühlen die Eigenspannungen um den Betrag abgebaut sind, als die Summe der Spannungen die Streckgrenze überschritt. Das Verfahren hat nur dann Erfolg, wenn der Werkstoff sehr verformungsfähig ist. Japanische Forscher haben nun dieses Verfahren auf seine Eignung zum Entspannen geschweißter Druckrohrleitungen untersucht.

Das Entspannen der Rundnähte wurde an stumpfgeschweißten Rohrstücken von 250 mm Länge mit einem Durchmesser von 180 mm und einer Wandstärke von 7 mm geprüft. Erhitzt wurde mit einem Gasmisch aus Azetylen-Sauerstoff. Die

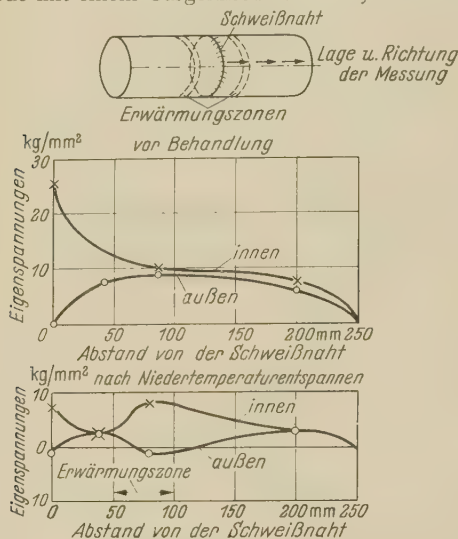


Abb. 2. Eigenspannungsverteilung in axialer Richtung eines stumpfgeschweißten Rohres.

Dehnungen wurden mit Dehnungsmeßstreifen gemessen. Es ergab sich, daß die Eigenspannungen, die in der Naht vorher die Streckgrenze erreichten, auf etwa ein Drittel abgebaut werden konnten (Abb. 2). Die außen und innen unterschiedlichen Eigenspannungen in der Erhitzungszone erklären sich durch plastische Verformungen bei dem Verfahren in Verbindung mit der einseitigen Wärmezufuhr und den Eigenspannungen aus der Rohrherstellung.

Zur Eignung des Verfahrens an Längsnähten wurden 1000 mm lange Rohrstücke mit einem Durchmesser von 1425 mm und einer Wandstärke von 25 mm untersucht. Diese Proben besaßen 3 Längsnähte im Abstand von 120° (Abb. 3). Ein Teil der Proben wurde nicht nachbehandelt. Ein anderer Teil hatte in den Nähten eine örtliche Glühung von 600° C über 2 Stunden erfahren. Weitere Proben waren durch induktive Erwärmung ganz gegläht. Schließlich wurden noch Proben geprüft, die nach dem Niedertemperaturverfahren behandelt waren. Das örtliche Glühen erwies sich auch bei dieser

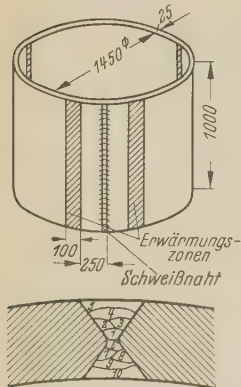


Abb. 3. Probenabmessung, Art und Lage der Schweißnähte und Temperaturführung beim Niedertemperaturentspannen.

Untersuchung als ungeeignet. Die Ergebnisse der anderen Versuche sind Abb. 4 bis 6 zu entnehmen.

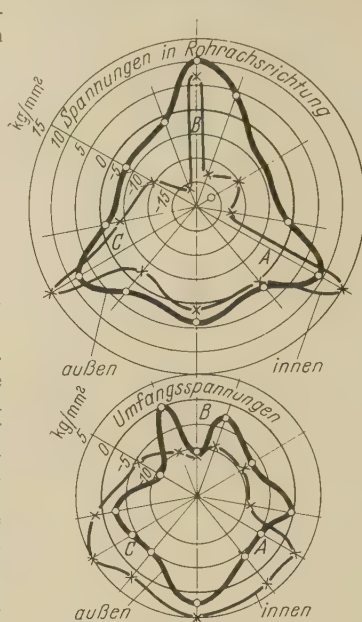


Abb. 4. Eigenspannungen am mittleren Probenumfang der unbehandelten Proben.

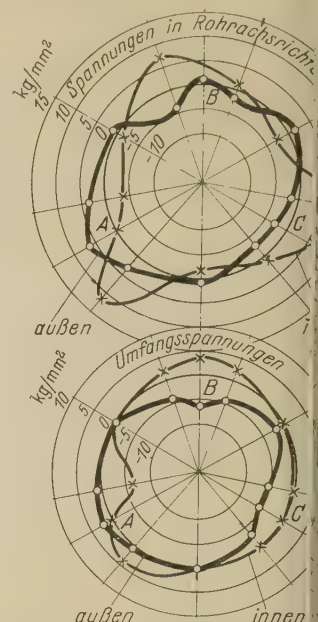


Abb. 5. Eigenspannungen mittleren Probenumfang r Behandlung mit dem Niedertemperaturentspannverfahren.

Vergleicht man die größten Eigenspannungen der unbehandelten mit der nach dem Niedertemperaturverfahren behandelten Probe, so bemerkt man, daß die Eigenspannungsspitzen nur um etwa ein Drittel abgesenkt wurden. Gute Ergebnisse zeigt das Glühen mit induktiver Erwärmung, die Spannungen sind nahezu völlig abgebaut. In der Praxis sähe dieses Ergebnis vermutlich aber nicht ganz so günstig aus. Wenn nicht wie hier das ganze Stück gegläht werden kann, dann entstehen in den Randzonen der Glühung durch unterschiedliche

Temperaturverteilung wiederum Eigenspannungen in Höhe der Streckgrenze.

Das Niedertemperaturentspannen von geschweißten Druckrohren kann dann mit Erfolg Eigenspannungsspitzen abbauen, wenn die Rohre aus einem verformungsfähigen Werkstoff, z. B. einem weichen Kohlenstoffstahl, bestehen. Dann treten keine Aufhärtungen durch Verfestigung ein, wie die Untersuchung noch nachweist. [Nach British Welding Journal 3 (1956) No. 3 S. 78.]

Dr.-Ing.
Georg Menges,
Stuttgart.

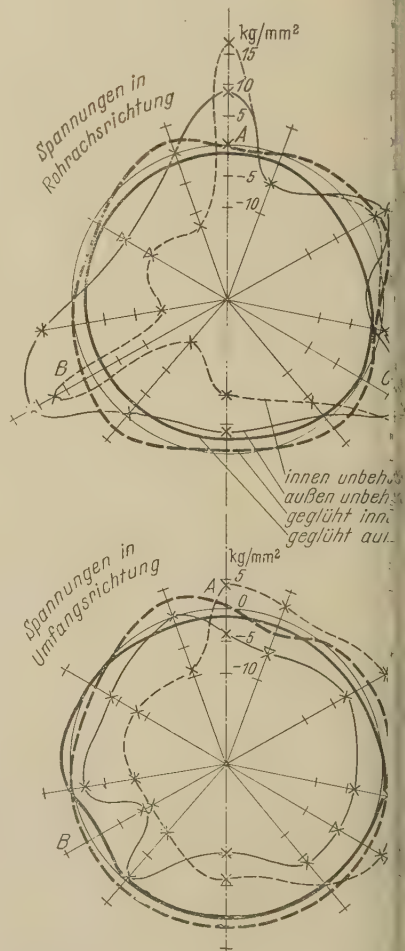


Abb. 6. Eigenspannungen am mittleren Umfang der induktiv geglähten Proben.

Plastizierung von Trägern bei Biegung mit Querkraft

In der elementaren Tragberechnung biege-steifer Stabwerke wird der Einfluß von Querkraften auf das Tragmoment eines Trägers vernachlässigt. Wenn jedoch die mittlere Schubspannung in einem Querschnitt hoch ist, dann ist ihr Einfluß auf das plastische Tragmoment beträchtlich. A. P. Green unternimmt eine theoretische Untersuchung über die Plastizierung von Trägern aus isotropem starr-plastischen Material bei kombinierter Beanspruchung durch Biegemoment und Querkraft unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft auf das plastische Tragmoment von Trägern konstanten Querschnitts.

Formulierung des Problems

Betrachtet wird ein symmetrisch linear anlaufender Kragträger mit Rechteckquerschnitt (Abb. 1), der an seinem Ende

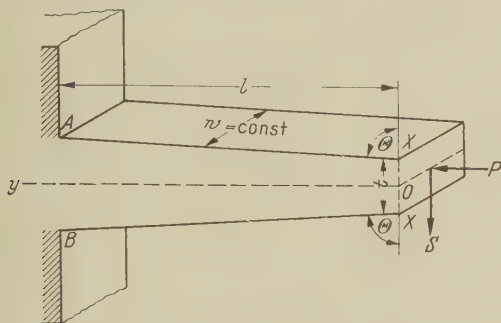


Abb. 1. Symmetrisch linear anlaufender Kragträger mit Rechteckquerschnitt.

XX durch gleichmäßig verteilten Schub S und gleichförmig verteilte Normalbeanspruchung P belastet ist (das Eigengewicht des Trägers wird vernachlässigt).

Lösungen für die Plastizierung des Trägers werden für die beiden extremen Fälle des ebenen Verzerrungszustandes (große Trägerbreite) und des ebenen Spannungszustandes (geringe Trägerbreite) erhalten. Die Annäherung an die eine oder andere dieser Bedingungen ist sehr eng, wenn w größer als das 6fache bzw. kleiner als $\frac{1}{6}$ der Trägerhöhe in den Bereichen der Formänderung ist. Die Lösungen für den ebenen Verzerrungszustand haben für beliebige Fließbedingungen Gültigkeit, den Lösungen für den ebenen Spannungszustand wird v. Mises' Fließbedingung zugrunde gelegt. Instabilitätserscheinungen des schmalen Trägers werden nicht erfaßt.

Lösungen für den ebenen Verzerrungszustand

Bei genügend großen Werten l/t und ϑ versagt ein starr eingespannter Kragträger (Abb. 2) unter einer Vertikallast St durch

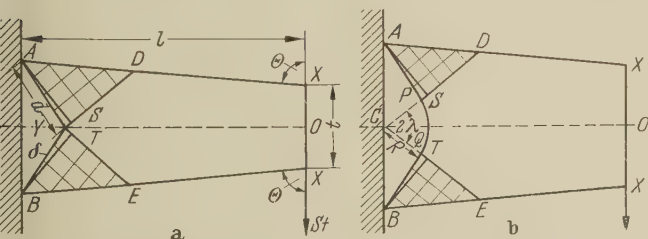


Abb. 2. Lösungen für den ebenen Verzerrungszustand für starr eingespannte Kragträger unter Querkraftbeanspruchung.

Bildung eines Fließgelenkes an der Einspannstelle. Die Gleitlinienfelder I für größere Werte l/t und II für kleinere Werte sind in Abb. 2a bzw. 2b dargestellt.

Das Material im Gleitlinienfeld AYSD (bzw. APSD) wird gedehnt und im Feld BYTE (bzw. BQTE) gestaucht. Die mittlere Druckspannung p ist im Bereich ADS gleich $-k$ und im Bereich EET gleich k , wobei k die Fließspannung des Materials bei reinem Schub bedeutet. Die Bereiche treffen sich bei I am Punkt Y, bei II sind sie durch eine einzelne kreisförmige Gleitlinie PYQ verbunden. Der Kragträger versagt in I durch Drehung um Y, in II durch Gleiten über den Bogen PYQ. Die anfängliche Bewegungsrichtung von 0 ist vertikal nach unten.

A. P. Green ermittelt Form und Abmessungen der Felder und die zugehörigen Werte S/k für Werte $\vartheta = 90^\circ, 85^\circ, 80^\circ$ und 75° . Die Beziehungen zwischen S/k und l/t sind in Abb. 3

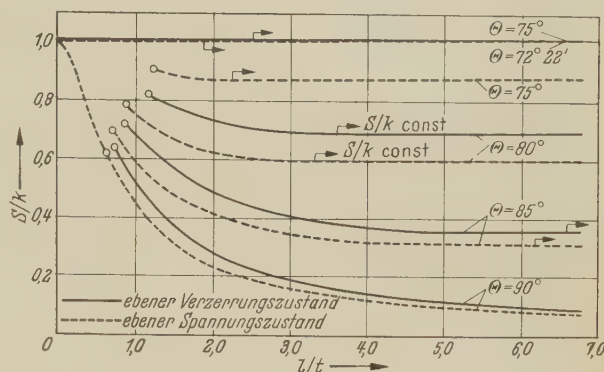


Abb. 3. Beziehungen zwischen S/k und l/t für starr eingespannte Kragträger unter Querkraftbelastung.

dargestellt. Für $\vartheta = 75^\circ$ ist $S = k$ für alle Werte l/t . Für höhere Werte von ϑ nimmt S/k mit steigendem l/t ab.

Jeder Modus der Formänderung ist nur augenblicklich gültig, wenn die Gestalt des Körpers und/oder die Festigkeitsverteilung sich im verzerrenden Bereich ändert. Wenn die Geschwindigkeit der Verfestigung groß ist, verbreitet sich die Verzerrung schnell außerhalb der ursprünglichen Bereiche, in denen das Fließen begonnen hat. Einige Bereiche können aufhören, sich zu verzerren und sich sogar elastisch entlasten, besonders, wenn die Formänderung unter abnehmenden Lasten fortschreiten kann. Wenn jedoch die eingetragenen Lasten vergrößert werden müssen, um das Fließen fortzusetzen, kann eine vollkommen neue Art der Verzerrung eingeleitet werden.

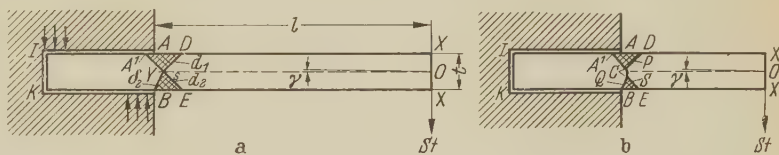


Abb. 4. Lösungen für den ebenen Verzerrungszustand für schwach eingespannte Kragträger von gleichförmigem Querschnitt unter Querkraftbelastung. (a) I; (b) II.

Die Traglast eines Kragträgers hängt von den Einspannungsverhältnissen ab. Die oben angegebenen Resultate gelten für vollkommen starre Einspannung. Um die Abhängigkeit der Fließpunktlasten (Traglasten für das hypothetische starr-plastische Material) von den Einspannungsverhältnissen zu ermitteln, wird eine schwächere Einspannungsart untersucht. Dabei ist die Oberseite des Kragträgers (Abb. 4) im Bereich hinter A frei, während die Unterseite hinter dem Punkt B starr gestützt ist. Mögliche Gleitlinienfeld-Lösungen der Typen I und II sind in Abb. 4 gezeigt. Infolge fehlender Symmetrie zu Oy bewegt sich 0 bei Fließbeginn nicht mehr senkrecht, sondern unter einem kleinen Winkel γ nach außen von der Vertikalen nach unten. Der Vergleich der Werte S/k für diesen Fall ergibt, daß die Reduktion in S/k nur 4% für die kleinsten betrachteten Werte

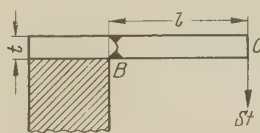


Abb. 5. Kragträger gleichförmigen Querschnitts auf die ebene Oberseite einer Stützung festgeschweißt.

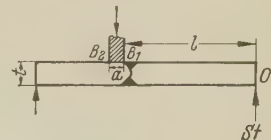


Abb. 6. Träger auf zwei Stützen unter Einzellast.

von $l/t \sim 0,7$ beträgt, bei $l/t \sim 6$ auf 1% abnimmt und Null wird für $l/t \rightarrow \infty$. Die Lösungen sind auch auf die in Abb. 5 und Abb. 6 gezeigten Träger anwendbar; im Falle des Trägers nach Abb. 6 sind sie für Werte $a > \frac{1}{2} d_1$ gültig.

Für starr eingespannte Kragträger gleichförmigen Querschnitts unter simultanen Quer- und Längskräften sind die Beziehungen zwischen S/k und P/k für verschiedene Werte l/t in Abb. 7 dargestellt.

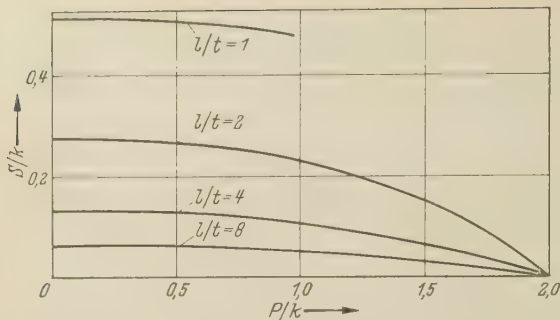


Abb. 7. Beziehungen zwischen S/k und P/k für Fließpunktzustände starr eingespannter Kragträger gleichförmigen Querschnitts bei ebener Verzerrung.

Lösungen für den ebenen Spannungszustand

Lösungen werden nur für Schub ohne Längskraftbeanspruchung angegeben. Die symmetrischen Charakteristikenfelder des ebenen Spannungszustandes für starr eingespannte linear anlaufende Kragträger sind annähernd analog den Gleitlinienfeldern, und die Beziehungen zwischen S/k und l/t für den ebenen Spannungszustand werden in Abb. 3 mit denen für den ebenen Verzerrungszustand verglichen.

Ein Vergleich zwischen den beiden Sätzen von Ergebnissen für starr und die oben beschriebene schwächere Einspannung von Kragträgern gleichförmigen Querschnitts zeigt, daß die Reduktion von S/k für schwächere Einspannung ein wenig größer als im Falle des ebenen Verzerrungszustandes ist, sie beträgt etwa 6% für $l/t \sim 1,3$ und nimmt bei $l/t \sim 5,5$ auf etwa 1% und für $l/t \rightarrow \infty$ auf Null ab.

Ergebnisse für Kragträger gleichförmigen Querschnitts

Die Ergebnisse der Lösungen für Kragträger gleichförmigen Querschnitts werden mit der einfachen Theorie der plastischen reinen Biegung verglichen. Es seien M und M_0 die Fließpunkt-Biegemomente am eingespannten Trägerende pro Breiteinheit gemäß der hier entwickelten detaillierteren Theorie der plastischen Biegung bzw. der einfachen Theorie der reinen Biegung ohne Längskraftbelastung. Nach der einfachen Theorie ist

$M_0 = k t^2/2$ bei ebener Verzerrung und

$M_0 = \sqrt{3/4} \cdot k t^2$ bei ebener Spannung und v. Mises' Fließbedingung (1)

Die Ergebnisse beider Theorien werden für den Fall fehlender Längskraftbelastung in Abb. 8 gegenübergestellt. Es

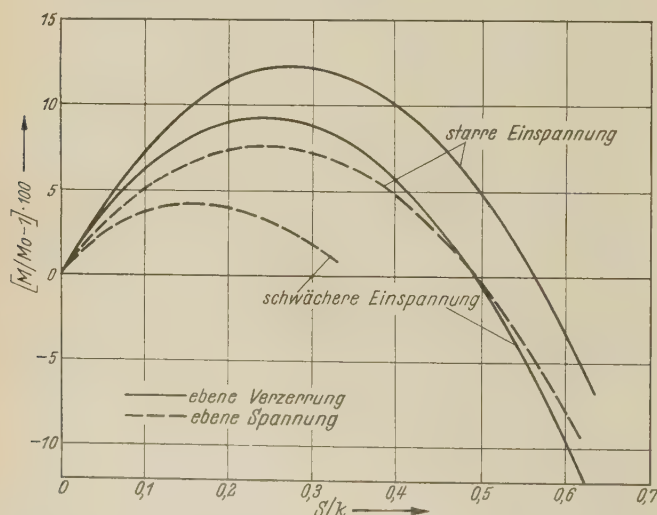


Abb. 8. Beziehungen zwischen $100(M/M_0 - 1)$ und S/k für Kragträger gleichförmigen Querschnitts unter Querkraftbelastung.

ergibt sich danach, daß der Einfluß der End einspannung in einem großen Bereich den schwächenden Einfluß der Schubspannungen überwiegen kann. Alle Kurven verlaufen durch den Ursprung und haben annähernd parabolische Form. Für die beiden Kurven des ebenen Spannungszustandes sind em-

pirische Gleichungen aufgestellt worden. Für starre End einspannung gibt die Gleichung

$$\left(\frac{M}{M_0} - 1\right) = 1,23 \left(\frac{S}{k}\right) \left(0,5 - \frac{S}{k}\right) \quad (2)$$

das Verhältnis M/M_0 mit einer Genauigkeit innerhalb von 0,25% bis zu $S/k \sim 0,62$, dem Wert, bei dem die Fließbereiche das freie Ende erreichen. Für schwache End einspannung gibt die Gleichung

$$\left(\frac{M}{M_0} - 1\right) = 1,45 \left(\frac{S}{k}\right) \left(0,35 - \frac{S}{k}\right) \quad (3)$$

das Verhältnis M/M_0 mit einer Genauigkeit innerhalb von 0,5% bis zu $S/k \sim 0,33$, der Grenze der vorliegenden Lösung.

Der Einfluß einer gleichförmig verteilten Längskraftbelastung P auf M für einen starr eingespannten Kragträger in ebener Verzerrung wird in Abb. 9 für verschiedene Wer-

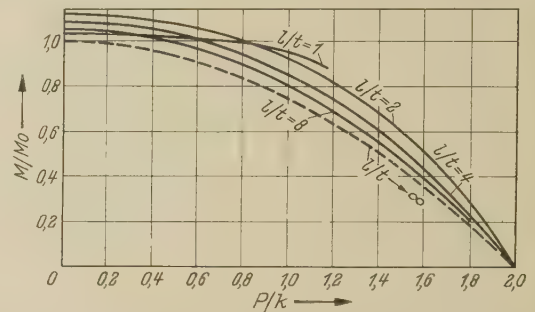


Abb. 9. Beziehungen zwischen M/M_0 und P/k für starr eingespannte Kragträger in ebener Verzerrung.

l/t gezeigt. Alle Kurven liegen oberhalb der für $l/t \rightarrow \infty$ welches die Kurve nach der einfachen Theorie ist mit der Gleichung

$$\frac{M}{M_0} = 1 - \left(\frac{P}{2k}\right)^2 \quad (4)$$

Die Ergebnisse für endbelastete Kragträger können auf gleichförmig belastete Kragträger übertragen werden, wenn bei letzteren der Druck auf die Oberfläche in den Bereichen der Formänderung vernachlässigt wird.

Einfeldträger mit konstantem Rechteckquerschnitt

Betrachtet wird ein Träger AA mit konstantem Rechteckquerschnitt von der Länge $2l$ und der Höhe t , dessen Enden entweder (I) eingespannt oder (II) gelenkig gelagert sind, und der entweder (a) mittig oder (b) gleichförmig belastet ist. In jedem Falle wird die Traglast W je Breiteinheit ermittelt.

I. Eingespannter Träger

a) Mittige Belastung. Es wird angenommen, daß die Last in einem kleinen Bereich $DD = a$ eingetragen wird und daß der Bereich unter DD starr bleibt, so daß das Versagen durch Drehung der beiden Trägerhälften um das Momentenzentrum von B und um Momentanzentren an beiden Enden eintritt (Abb. 10). Die resultierenden Kräfte, die an de-

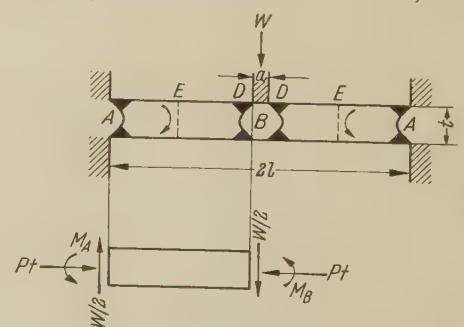


Abb. 10. Plastizierung eines mittig belasteten eingespannten Trägers

Trägerabschnitt links von der Lasteintragung angreifen, sind in Abb. 10 dargestellt. In erster Näherung wird der Einfluß halber a im Vergleich mit l vernachlässigt; damit lautet die Momentengleichung

$$M_A + M_B = Wl/2 \quad (5)$$

Die Bereiche der Formänderung an den Querschnitten D entsprechen denen eines Kragträgers mit schwächerer End einspannung.

spannung; bei A wird entweder starre oder schwächere End-einspannung angenommen. Die Vernachlässigung der bei fehlender Längsverschieblichkeit der Trägerenden entstehenden Längskraft bedingt nur einen geringen Fehler.

Es wird somit angenommen, daß die Beziehungen zwischen M_A (oder M_B) und $W/2kt (=S/k)$ durch eine der in Abb. 8 dargestellten Kurven wiedergegeben werden. Mit diesen Kurven kann Gl. (5) gelöst werden, wenn diese in folgender Form geschrieben wird:

$$\left(\frac{M_A + M_B}{2M_0} - 1 \right) 100 = \left(\frac{W}{W_0} - 1 \right) 100 = \left(\frac{cSl}{kt} - 1 \right) 100, \quad (5a)$$

wobei $W_0 = 4M_0/l$ die Traglast gemäß der einfachen Theorie ist und $c = 1$ für den ebenen Verzerrungszustand oder $c = 2/\sqrt{3}$ für den ebenen Spannungszustand. Die linke Seite dieser Gleichung ist die Ordinate entweder einer Kurve für schwächere Einspannung oder des Mittels eines Kurvenpaares für starre

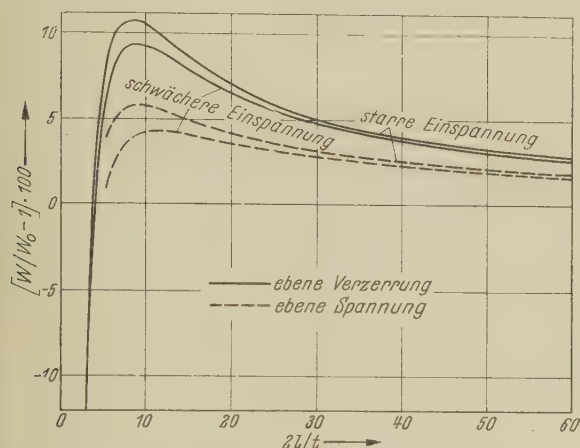


Abb. 11. Beziehungen zwischen $100(W/W_0 - 1)$ und $2l/t$ für mittig belastete eingespannte Träger.

und schwächere Einspannung entsprechend den Einspannungsverhältnissen bei A. Der entsprechende Wert von S/k wird aus Abb. 8 erhalten und l/t wird mit Hilfe von Gl. (5a) errechnet. Die hier entwickelte Theorie wird in Abb. 11 der einfachen Theorie gegenübergestellt.

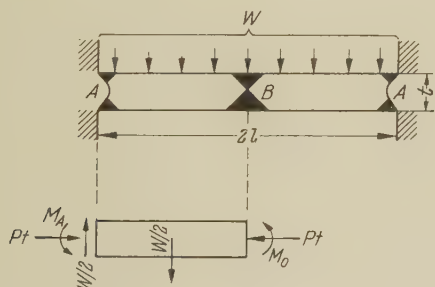


Abb. 12. Plastizierung eines gleichförmig belasteten eingespannten Trägers.

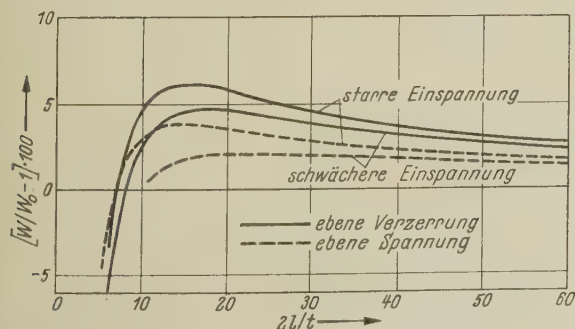


Abb. 13. Beziehungen zwischen $100(W/W_0 - 1)$ und $2l/t$ für gleichförmig belastete eingespannte Träger.

b) Gleichförmige Belastung. Entsprechende Berechnungen sind für Gleichlast angestellt worden (Abb. 12 u. 13).

II. Träger auf zwei Stützen

a) Mittige Belastung. Der Träger ist äquivalent dem mittleren Teil EE des eingespannten Trägers nach Abb. 10. W für einen Träger der Länge l wird durch eine der Kurven für schwächere Endspannung in Abb. 11 gegeben.

b) Gleichförmige Belastung. Für $l/t > \sim 1$ versagt ein Träger von der Länge $2l$ infolge Biegung an der Stelle des Maximalmomentes in Trägermitte. Wenn der Einfluß der Oberflächenpressung im Bereich der Formänderung vernachlässigt wird, ist die einfache Theorie gültig und es ist $W = 2M_0/l$. Das ist hinreichend genau außer bei kleinen Werten l/t , wenn die Oberflächenpressung groß ist und der verfestigende Einfluß wirksamer wird. Beispielsweise überschreitet W den Wert $2M_0/l$ um etwa 2%, 4% und 9%, wenn $l/t = 4, 3$ bzw. 2.

Kragträger und Einfeldträger von I-Querschnitt

Alle vorstehenden Lösungen für den ebenen Spannungszustand für Träger mit gleichförmigem Rechteckquerschnitt können zur Ableitung von Lösungen für entsprechende I-Träger verwendet werden. Es wird angenommen, daß die Flanschen des I-Trägers unter reiner Zug- oder Druckbeanspruchung fließen über die Längen, die an die Zug- und Druckbereiche des Steges angrenzen, wo Spannungen und Formänderung einer der Lösungen für den ebenen Spannungszustand entsprechen.

Es werden folgende Bezeichnungen verwendet (Abb. 14): F_{St} ist die Querschnittsfläche des Steges, t die Steghöhe, und S , P und M_{St} bedeuten die mittlere Schubspannung, Normalspannung bzw. das Biegemoment, das er trägt; F_{Fl} ist die Querschnittsfläche jedes der beiden Flanschen einschließlich der Abrundungen, t_{Fl} ist der Abstand der Schwerpunkte beider Flächen und $F_{Fl}t_{Fl} = B$ das statische Moment der Flanschen allein. Das Tragmoment der Flanschen ist $M_{Fl} = \sqrt{3}kB$. — Im folgenden wird die Abänderung der Lösungen für den ebenen Spannungszustand erörtert.

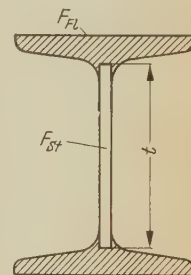


Abb. 14. Querschnitt eines I-Trägers.

I. Endbelastete Kragträger

Das Tragmoment eines endbelasteten I-Kragträgers von der Länge l_i ist

$$M_{Fl} + M_{St} = \sqrt{3}kB + SlF_{St} = Sl_iF_{St}, \quad (6)$$

wo l die Länge bedeutet, die der Steg allein haben kann, um die gleiche vertikale Endlast SF_{St} zu tragen. Der Wert von l/t hängt von S , P und der Starrheit der Einspannung ab und kann aus Lösungen für den ebenen Spannungszustand interpoliert werden. In der Praxis treten gewöhnlich zwei Probleme auf.

Wenn S gegeben ist, dann muß nach Gl. (6) die Länge des Kragträgers sein

$$l_i = l + \frac{\sqrt{3}kB}{SF_{St}}. \quad (7)$$

Wenn l_i und P gegeben sind, ist die Vertikalkomponente der Endbelastung

$$SF_{St} = \frac{\sqrt{3}kB}{l_i - l}. \quad (8)$$

Da sowohl S als auch l in dieser Gleichung unbekannt sind, muß sie durch Probieren gelöst werden, wenn nicht eine bequeme empirische Beziehung zwischen S/k und l/t für den gegebenen Wert von P bekannt ist.

Für $P = 0$ und starre Endspannung kann der folgende quadratische Ausdruck für S/k aus Gl. (2) abgeleitet werden

$$1,23 \left(\frac{S}{k} \right)^2 + \left(\frac{4l_i}{\sqrt{3}t} - 0,62 \right) \left(\frac{S}{k} \right) - \frac{4B}{tF_{St}} - 1 = 0, \quad (9)$$

der bis zu $S/k \sim 0,62$ gültig ist. Da jedoch der Steg durch die Flanschen verstärkt wird, ist der kritische Wert von S/k , bei

dem das Fließen zuerst das freie Ende des Trägers erreicht, nun $> 0,62$. Für $S/k > 0,62$ besteht die Lösung für den ebenen Spannungszustand im Steg aus einer einzelnen gekrümmten Charakteristik. Unter Vernachlässigung der Tatsache, daß ein gewisser Anteil der Querkraftbelastung von den Flanschen aufgenommen wird, wird S/k näherungsweise durch

$$\left[4 \left(\frac{l_i}{t} \right)^2 + 1 \right] \left(\frac{S}{k} \right)^2 - \frac{8}{t F_{St}} B \left(\frac{l_i}{t} \right) \left(\frac{S}{k} \right) + \frac{12 B^2}{t^2 F_{St}^2} - 1 = 0 \quad (11)$$

gegeben. Für $P = 0$ und schwächere Endeinspannung lautet der von Gl. (3) abgeleitete quadratische Ausdruck für S/k

$$1,45 \left(\frac{S}{k} \right)^2 + \left(\frac{4 l_i}{\sqrt{3} t} - 0,51 \right) \left(\frac{S}{k} \right) - \frac{4 B}{t F_{St}} - 1 = 0, \quad (12)$$

was bis $S/k = 0,33$ sicherlich gültig ist und eine hinreichend genaue Näherung bis zum Doppelten dieses Wertes.

II. Die Abänderung der Lösungen für eingespannte und frei aufliegende Träger geschieht in entsprechender Weise.

Schlußbetrachtung

Die einfache Theorie der reinen Biegung ist der Sonderfall für $l/t \rightarrow \infty$ der von A. P. Green entwickelten Theorie. Die letztere Theorie zeigt, daß die einfache Theorie für kleine Werte S/k zu größeren Fehlern führt als bisher angenommen wurde und daß sie für große Werte S/k sicherlich ungenau ist. Die Diskrepanz zwischen den beiden Theorien ist nicht nur vom Werte S/k abhängig, sondern auch vom Grad der Starrheit der Endeinspannung und den Details der Lasteintragung.

Die vorliegende Theorie muß vervollständigt werden durch Konstruktion von Gleichgewichts-Spannungsverteilungen, die nicht die Fließbedingung in den starr angenommenen Bereichen verletzen. Solange dies nicht getan ist, ist es nicht sicher, daß die Fließpunktlasten nicht zu hoch ermittelt werden.

Das Hauptziel einer detaillierteren Theorie ist, eine genaue Kenntnis der Berichtigungen zu erhalten, die auf die einfache Theorie angewandt werden müssen. Mit diesem Ziel im Auge ist es notwendig, die Ergebnisse dieser Arbeit auszuweiten und, wo es möglich ist, einfache empirische Gleichungen aufzustellen, die die folgenden Probleme erfassen:

1. Kragträger mit schwächerer Endeinspannung im ebenen Spannungszustand unter Querkraftbelastung mit $S/k > 0,33$.
 2. Unsymmetrisch belastete eingespannte Träger.
 3. Kombinierte Längs- und Querkraftbelastung bei ebenem Spannungszustand und Anwendung der Ergebnisse auf I-Träger.
 4. I-Träger mit der Biegeachse senkrecht zu den Flanschen.
- Schließlich ist die Theorie, die mit nur wenigen verfügbaren Versuchsergebnissen verglichen werden konnte, durch weitere experimentelle Arbeit zu prüfen.

[Nach: A. P. Green: A Theory of the Plastic Yielding due to Bending of Cantilevers and Beams, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 3 (1954), S. 1—15 u. 143—155.]

Thomas Jaeger, Rostock.

Kathodischer Schutz von unter Wasser liegenden Stahlbauwerken

In Amerika sind umfangreiche Versuche an einer Staustufe des Mississippi ausgeführt worden, um zu ermitteln, inwieweit die teuren Anstrichverfahren für unter Wasser liegende Bauwerke aus Stahl, z. B. Wehre, Schleusen, durch das kathodische Rostschutzverfahren (mit Hilfe von Schutzanoden) vermieden oder wirtschaftlicher hergestellt werden können. Die Untersuchungen ergaben insgesamt, daß Schleusentore durch das kathodische Verfahren besser geschützt werden können als durch Farbanstriche, während sich auf den äußeren und inneren Oberflächen von Wehren, die fließendem Wasser ausgesetzt sind, Farbanstriche besser bewährt haben. Bei Schleusentoren können die Kosten des Verfahrens vermindert werden, wenn man gleich bei der Konstruktion und dem Bau Mittel zum Befestigen der Schutzanoden vorsieht.

Für die Wirkung des Schutzes ist der spezifische Widerstand des Flußwassers von Bedeutung, der etwa $3000 \Omega/\text{cm}^3$

beträgt. Es wurden im Laufe der Versuche zwei verschiedene Abstände der Anoden von der zu schützenden Oberfläche angewendet, und zwar 6 m und 90 cm. Bei dem größeren Abstand an Schleusentoren wurden in den Schutzbereich der Boden der Kammer bis 15 m vom Tor, sowie gewisse Teile der Seitenwände hineingenommen. Demgegenüber sind bei Wehren die Anoden in Abständen von 90 und 15 m stromaufwärts am Flußgrund befestigt worden. In den Schutzbereich eingeschlossen sind dabei die in beiden Stromrichtungen liegenden Flächen der Wehr- und Schleusentorteile, sowie die Innenflächen dieser Bauwerke. Die zu schützenden Oberflächen wurden entweder gesandstrahlt oder mit Farbanstrichen verschiedener Qualität versehen.

Bei der Anbringung der Anoden sind zu beachten die Möglichkeit einer Ortsveränderung, die Stromverteilung auf der Kathode (der zu schützenden Oberfläche), die Lebensdauer der Anoden, die Isolation zwischen Anode und Kathode, etwaige Streuströme usw. Auch die Rauigkeit der Anodenoberfläche ist von Wichtigkeit. Im ganzen gesehen ergab sich, daß die großen Anodenabstände trotz größerer Wirtschaftlichkeit unzweckmäßig sind. Die Anoden werden daher jetzt meist direkt natürlich isoliert, auf den zu schützenden Bauwerken befestigt wobei als Tragglieder Hartholzbalken dienen. Trotz einiger Mängel besonders an Wehren durch schnelle Zerstörung infolge Eisganges oder vom Fluß mitgebrachter Körper hat sich diese Befestigungsart im großen und ganzen gut bewährt. Die Streuströme betragen bei den in dieser Weise befestigten Anoden zwischen 2 und 15 % des zugeführten Stromes.

Als Material für die Anoden wurden weiche Kohlenstoffstähe, Nirostahl, Graphit und Magnesium erprobt. Gute Erfahrungen wurden mit Niro-Stahlstäben von 19 mm Durchmesser gemacht. Bei diesem Material kann aber Lochfraß an Stellen entstehen, wo die Oberfläche rau ist, z. B. Schweißungen, Kratzern, örtlicher Sauerstoffmangel. Kohlenstoffstähe sind zwar billiger in der Anschaffung, leichter zu schweißen, sie verbrauchen sich aber schneller, besonders weil die Abnutzung ungleichmäßig ist und die am schnellsten verbrauchten Stellen für die Notwendigkeit der Erneuerung maßgebend sind. Eine Sonderstahlliegierung, die gute Ergebnisse brachte, enthält 14 % Si. Am wirtschaftlichsten scheint Graphit zu sein, da Graphitstäbe von 60 mm Durchmesser 5 Jahre hielten. Magnesiumanoden müssen wegen des geringen entwickelten Stromes sehr dicht an die zu schützenden Flächen gebracht werden. Die Länge der Anoden wird so gewählt, daß sie an Schleusentoren einen Widerstand von 2Ω und an Wehren von 0,75 bis $1,2 \Omega$ bedingen. Als Durchmesser nimmt man möglichst handelsübliche Abmessungen.

Bei der Konstruktion der Unterwasser-Verbindungen von Trägern, Balken, Isolationsmitteln usw. muß besonders darauf geachtet werden, daß sie nicht mechanischen Beschädigungen durch Eisgang und vom Wasser mitgeführtes Geröll usw. ausgesetzt sind. Als Stromdichte auf der zu schützenden Fläche haben sich etwa 20 mA/m^2 bei ruhendem Wasser als ausreichend erwiesen. Im Hinblick auf eine langdauernde Wirkung nimmt man in der ersten Zeit aber besser 40 bis 50 mA/m^2 . Schwierigkeiten macht u. U. der Bereich der obersten 15 cm unter der Wasseroberfläche.

Die Anoden werden an den Toren symmetrisch befestigt und versorgen dann die ganze Oberfläche hinreichend. Auch im Innern eines Abteils an den drei geschlossenen Seiten angebrachte Anoden wirken noch bei einem Nachbarabteil, wenn die vierte offene Seite dem Fluß zugekehrt ist. Die Stromverteilung ist an Ecken von Bauteilen, Nieten usw., die eine höhere Stromdichte erhalten und deshalb andere Flächen abzuschirmen neigen, ungleichmäßig. Hier kann zweckmäßig ein Farbanstrich Anwendung finden, um einen Ausgleich herbeizuführen.

Zur Ermittlung der Schutzwirkung kann das Potential zwischen dem Bauteil und dem Wasser mit Hilfe eines Kupfer-sulfat-Elementes bestimmt werden. Es zeigte sich eine Änderung des Potentials um $-0,2$ Volt als ausreichend, um die Korrosion aufzuhalten. Augenscheinbeobachtungen der Oberfläche auf Rostbildung, evtl. unter Zuhilfenahme von verdünnter Salzsäure, bestätigten diese Feststellung.

Vinyl- oder Phenol-Farbanstriche werden von den kathodischen Schutzströmen nicht angegriffen, sofern nicht übermäßig Stromdichte angewandt wird. Sie können also ohne weiteres als zusätzlicher Schutz gebraucht werden. Im ganzen gesehen erfordert die Anwendung der kathodischen Oberflächenschutz

Methode sowohl allein als auch in Verbindung mit Farbanstrichen sorgfältige Überlegung und Planung. [Nach F. W. Hanks und J. L. Rohwedder in Engineering-News-Record 156 (1956) Nr. 11 vom 15. 3. 1956, S. 33.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München

Schwierige Flußkreuzung durch eine große Wasserleitung

Eine neue Wasserleitung für den Metropolitan Water District of Southern California¹ kreuzt den Santa Ana-Fluß rd. 15 m unter dem Flußbett. 450 m Leitung führen unter dem Fluß hindurch. Die Rohre haben einen Durchmesser von

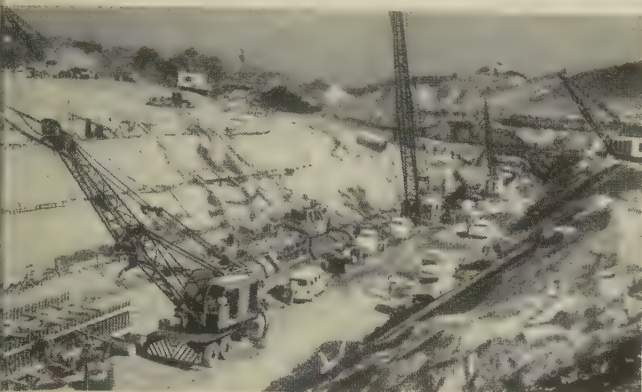


Abb. 1. Baustellenübersicht.

2,65 m, haben innen eine bewehrte Betonauskleidung und sind außen torkretiert. Sie ruhen auf einem Betonbankett von 45 cm Stärke.

Die Verlegung der Rohre war wegen des dauernden Kampfes mit dem Grundwasser besonders schwierig. Absenkbrunnen allein genügten wegen der schwierigen Untergrundbedingungen nicht. Das Wasser wurde schließlich durch die Anlage von Pumpensäugern und den Einsatz zahlreicher Pumpen niedrig gehalten.

Auch die Schweißer hatten einen Wettlauf mit der Zeit durchzustehen. Für die Schweißung einer einzigen Nahtstelle wurden 100 Schweißerstunden benötigt.

Absenkung des Grundwasserspiegels

Für die Ausführung der Arbeiten wurde der Monat August gewählt, in dem der Santa Ana-Fluß nur 1,3 m³/s Wasser führt. Das Wasser wurde durch einen zwischenzeitlichen Kanal am linken Flußufer abgeleitet. Die Arbeiten an der Flußkreuzung begannen am rechten Ufer. Die Ausschachtungsarbeiten nahmen an Tiefe zu, je mehr sie sich dem linken Ufer näherten, bis sie hier eine Tiefe von 15 m erreichten (Abb. 1). Das bedeutet, daß die Arbeiten erst leicht waren und dann immer schwieriger wurden. Für die Absenkung des Grundwasserspiegels wurde ein vierstufiges Senkbrunnensystem eingerichtet. Die oberste Stufe war 360 m lang und hatte Absenkbrunnen im gegenseitigen Abstand von 1,20 m. Die 2. Stufe war 300 m lang mit Brunnen in 60 cm Abstand, die 3. Stufe war 90 m lang mit Brunnen ebenfalls in 60 cm Abstand. Diese 3 Stufen waren stromaufwärts der Kreuzungsstelle. Die 4. Stufe

von 90 m Länge mit Brunnen in 60 cm Abstand lag dagegen stromabwärts. Die ganze Anlage wurde durch 8 Stück 25 cm-Pumpen im 24 Stunden-Betrieb bedient. Sie reichte aber nicht aus, um auch die letzten 120 m der Baustelle am linken Flußufer trockenulegen. Hier abgesenkte Brunnen stießen auf eine Sandsteinformation, die das Pumpen nicht gestattete. Es wurden daher 2 große Pumpensäuger von 2,10 und 2,40 m ϕ angelegt und 6 Pumpen angesetzt, die im 24 Stunden-Betrieb fast einen Monat lang tätig waren. Dieses kombinierte Verfahren führte zum Erfolg, obwohl der Grundwasserspiegel nur 3 cm unter die Sohle des Betonbanketts abgesenkt wurde.

Das Schweißen der Rohre

Die Rohre mit einem ϕ von 2,65 m waren aus 30 mm starkem Stahlblech hergestellt worden und waren 9 m lang. Der Bauvorgang war folgender: Ausschachtung, Herstellung des Betonbanketts, Verlegen der Rohre, Schweißen der Stöße und Ummanteln der Leitung. Der Engpaß war das Schweißen. Jede doppelt geschweißte Stoßstelle erforderte 80 bis 100 Schweißerstunden. In 9 Arbeitsgängen wurden die inneren und äußeren Ränder der überlappten Stöße geschweißt (Abb. 2). Erschwerend für das Schweißen war die Schwierigkeit, die Muffen trocken zu halten. Der Unternehmer hatte dauernd mindestens 15 Schweißer auf der Baustelle, da auch außerhalb der Flußkreuzung Rohre geschweißt werden mußten. Sobald dann ein Glied in der Flußkreuzung verlegt worden war, wurden so viele Schweißer, als daran beschäftigt werden konnten, an ihm angesetzt.

Die Betonumhüllung

Die Betonumhüllung verfolgt mehrere Zwecke: Erhöhung des Widerstandes gegen die hohe Auflast, Schutz gegen äußere Korrosion, Verminderung der Auftriebskräfte bei leerer Leitung.

Die der Abrechnung zugrunde gelegte Grabenbreite betrug 3,40 m, obgleich viel mehr Massen ausgeschachtet werden mußten. Das ergab einen Ausschreibungspreis von 2,10 Dollar für

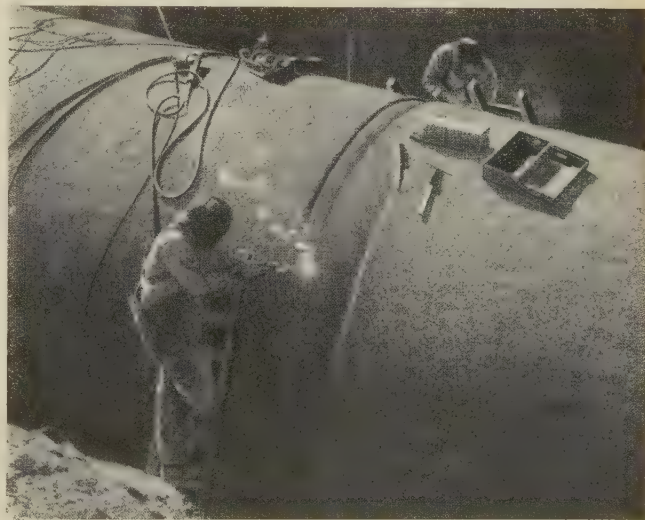


Abb. 2. Das Schweißen der Stoßstellen.

den m³ Ausschachtungsmassen. Das Wiedereinfüllen der Massen wurde mit 0,8 Dollar je m³ vergütet. Im ganzen kostete die 450 m lange Flußkreuzung rd. 500 000 Dollar. [Nach Engineering-News-Record 156 (1956) Nr. 4 vom 26. 1. 1956, S. 35.]

E. Weiß, Berlin

¹ Bauingenieur 31 (1956) S. 141 unter 2. Der Colorado River-Aquädukt.

Buchbesprechungen

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 22. Band (1952/54). VII, 240 S., DIN A 4 mit 1 Bildnis, 238 Abbildungen und 8 Tafeln. Berlin · Göttingen · Heidelberg. Springer-Verlag 1955. Gzln. 48,— DM.

In der Einleitung werden die in den Hauptversammlungen in Duisburg (1952) und in Kiel (1954) gehaltenen Vorträge auf-

geführt, die bereits im Handbuch für Hafenbau und Umschlagstechnik und in der Zeitschrift Hansa wiedergegeben wurden.

Der erste Aufsatz des Jahrbuchs von Oberstudiendirektor Dr. Schaal, Bremen, schildert die geschichtliche Entwicklung der „Hafenanlagen der Kaiserstadt Rom“. Der Bericht ist durch eine Reihe von Plänen, Bildern der Speicher, Ölmagazine, Schiffstypen und dgl. mehr reich illustriert.

Wasserstraßendirektor Lorenzen, Kiel, schreibt über den Suez-, Panama- und Nord-Ostsee-Kanal, gegliedert nach der wirtschaftlichen Bedeutung der Kanäle, den Verkehrsanlagen und den Betriebsformen. Die unerwartet schnell gewachsenen Aufgaben sind weit über den ursprünglich gesteckten Rahmen hinausgestiegen. Im Suez-Kanal sind es die Großtanker, und im Nord-Ostsee-Kanal ist es die Zunahme des Straßenverkehrs über die Kanalbrücken und Fähren, die die Leistungssteigerung belasten. „Das Liegenschaftsrecht der Seehäfen“ wird von Oberregierungsrat Dr. Schattschneider am Beispiel des Hamburger Hafens dargestellt.

In dem Artikel „Das Betriebsgebäude der Hamburger Kaischuppen im Wandel der Zeiten“ hat Felix Tiede den Schuppenbau seit 90 Jahren erläutert.

Ramabrahmam begründet den Ausbau eines größeren „Hafens in Kandla“ (Golf von Kutch) damit, daß die indischen Behörden diesen Hafen östlich von Karachi und nördlich von Bombay als eine zwingende Notwendigkeit nach der Teilung Indiens ansehen. Pläne und Schnitte des Bauvorhabens sind beigefügt.

Den bei weitem größten Umfang hat der Bericht über den „Seehafen Bangkok (Thailand)“ von Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing. Agatz. Schon 1939 schrieb A. über den „Seehafen Bangkok“. Es war damals nicht vorauszusehen, daß sich die Verkehrsgrundlagen und die wirtschaftlichen Voraussetzungen innerhalb von 15 Jahren dergestalt ändern würden, daß der Generalplan einer grundsätzlichen Neubearbeitung unterzogen werden mußte. 1953 erhielt A. den ehrenvollen Auftrag, einen neuen, den geänderten Verhältnissen angepaßten Generalplan aufzustellen. A. berichtet über die Entwicklung von Wirtschaft und Verkehr in Bangkok von 1938—1952, über die Planung 1953 und über die Umschlagsberechnungen. Er bringt in den Tafeln den Stand der Arbeiten 1952, den Generalplan 1953, den Nutzungsplan des Hafengeländes, Querschnitte durch die

Menam-Kais und einen Übersichtsplan über das Straßennetz im Hafengebiet. Besonders lehrreich sind die Umschlagsberechnungen, damit alle Möglichkeiten der Umschlagsbeschleunigung ausgenutzt werden können.

Oberbaurat Dr.-Ing. Förster unterzieht „Ursprung und Entwicklung von Stahldalben in drei Jahrzehnten“ einer sorgfältigen Betrachtung. Die bisher gebräuchlichen Dalbenqueischnitte sind zusammengestellt. Es ist der Erwartung Ausdruck gegeben, daß dem Stahldalben die Zukunft gehört, da er auf die Dauer geeigneter konstruiert werden kann als seine heutige Konkurrenten in Holz und Stahlbeton.

Im letzten Aufsatz schreibt Oberbaurat Dipl.-Ing. Schnell über „Neuere Hochbauten im Überseehafen Bremerhaven“; in der Hauptsache sind das Betriebsgebäude, die größtenteils in enger Verbindung mit den Kaischuppen stehen. Das Jahrbuch 1952/54 schließt ab mit Berichten über die Tätigkeit der Ausschüsse der Hafenbautechnischen Gesellschaft; getrennt nach Ausschüssen für Hafenumschlagstechnik, für Hafenverkehrsweg und für Uferbefestigungen. Erich Bunnies, Hamburg

Einfamilienhäuser. 92 Einfamilienhäuser aus dem In- und Ausland. Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitschrift. Ausgewählt und bearbeitet von Martin Mittag. 240 S., Großformat, mit zahlr. Abbildungen. Gütersloher C. Bertelsmann Verlag. Preis: 32,— DM.

M. Mittag, der bekannte Chefredakteur der Deutschen Bauzeitschrift, gibt neben Fotos und Grundrißzeichnungen auch Bilder von Details sowie Werkzeichnungen wichtiger Konstruktionen. Das Buch geht auf zahlreiche Einzelheiten ein, die der Praxis wertvolle Dienste leisten werden. Es ist deshalb besonders gut geeignet, die Verständigung von Bauingenieur und Architekt bzw. Bauherren zu erleichtern.

F. Schleicher, Dortmund

Verschiedenes

G. Garbotz 65 Jahre alt

Am 25. Mai 1956 vollendete Herr Prof. Dr. Georg Garbotz sein 65. Lebensjahr. Dies gibt einen willkommenen Anlaß, dem seit vielen Jahren in Fachkreisen des In- und Auslandes anerkannten Wissenschaftler, Hochschullehrer und maßgebenden Fachmann auf dem Gebiete der Baumaschinen und des Baubetriebes Anerkennung und Dank zu sagen.



In Breslau geboren, besucht er dort das Realgymnasium und legt nach Studium an der Techn. Hochschule in Breslau 1914 die Diplomprüfung in den Fachrichtungen Maschinenbau und Elektrotechnik ab. Nach Rückkehr aus dem 1. Weltkrieg arbeitet er bis 1923 in der Geräteabteilung der Firma Philipp Holzmann. Während dieser Zeit ist er beim Bau der Bagdad-Bahn tätig. Daneben studiert G. an der Universität Frankfurt/M. Volkswirtschaftslehre, promoviert mit einer Arbeit über Industrienormung 1920 zum Dr. rer. pol. und habilitiert sich ein Jahr später als Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt.

1924 übernimmt er die Leitung und den Aufbau der Geräteabteilung der Siemens-Bau-Union. Die Baustelleneinrichtung und der Geräteeinsatz unter seiner persönlichen Leitung beim Bau der Shannon-Wasserkraftanlage in Irland geben Zeugnis von dem großen Können und der verantwortungsbewußten Arbeit dieses vorbildlichen Ingenieurs. Auch in diesen Jahren

setzt G. seine Tätigkeit als Privatdozent an der Techn. Hochschule Berlin fort, bis er 1927 zum ordentlichen Professor und Leiter des Institutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb an die Techn. Hochschule Berlin berufen wird. Zwei Jahrzehnte wirkt er hier als Hochschullehrer und Wissenschaftler. In dem von ihm gegründeten Forschungsinstitut führt er grundlegende Untersuchungen und Leistungsmessungen durch, mit deren Ergebnissen er der Technik und Bauwirtschaft einen großen Dienst erweist. Neben zahlreichen Buchveröffentlichungen und Beiträgen in den Fachzeitschriften gibt er in diesen Jahren fruchtbare Schaffens das Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb heraus und veröffentlicht das Taschenbuch „Baumaschinen und Baubetrieb“, dessen Neuauflage bevorsteht. 1931 folgt Garbotz einer Berufung als Ordinarius und Direktor des Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb an die Techn. Hochschule Aachen, wo er seine wissenschaftliche Forschungsarbeit fortsetzt. Sein hohes Können, gepaart mit reichen Erfahrungen führt dazu, daß er in viele Gremien der Wissenschaft, der Forschung und Praxis berufen wird. So ist er u. a. Präsidiumsmitglied im Deutschen Normenausschuß und seit 1954 — nach einer Studienreise in die USA — Mitglied der New York Academy of Sciences. Besonders erfolgreich ist seine Tätigkeit in den Ausschüssen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, der er seit Gründung angehört. Nebenher ist er lange Jahre geschäftsführender Direktor des Vereins Deutscher Ingenieure gewesen.

Dem Jubilar, der zur Zeit Gastvorlesungen an der Techn. Universität Istanbul hält, entbieten wir zu seinem Ehrentag herzlichste Grüße mit dem Wunsche, daß er seine Arbeit mit der ihm eigenen Energie bei guter Gesundheit und zum Nutzen der Bauwelt noch viele Jahre weiter führen kann.

K. Hirschfeld, Aachen

A. Müller 75 Jahre alt

Herr Direktor Adolf Müller, von 1935—1954 Vorstandsmittglied der Ed. Züblin AG., Stuttgart, und derzeit stellvertretender Vorsitzender des Aufsichtsrates dieser Unternehmung, vollendet am 14. Mai 1956 sein 75. Lebensjahr.

Berechnung von Flächengründungen Richtlinien

DIN
4018

Dieser Norm-Entwurf wird der Öffentlichkeit zur Stellungnahme vorgelegt.
Da der Inhalt sich noch in wesentlichen Teilen ändern kann, bitten wir, sich noch nicht auf die Arbeit nach diesem Entwurf einzustellen, sondern die endgültige Fassung des Normblattes abzuwarten.

Einsprüche und Änderungsvorschläge (möglichst zweifach) zu diesem Norm-Entwurf werden erbeten bis zum 31. 10. 1956 an den Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Postschließfach 43.

Deutscher Normenausschuß

Vorbemerkung

Ähnlich wie bei der Abfassung von DIN 4019 „Baugrund. Richtlinien für Setzungsberechnungen“ [Bautechnik 30 (1953), S. 209] wurde auch bei der Bearbeitung von DIN 4018 so vorgegangen, daß zunächst eine bestimmte Aufgabe gestellt und von den Mitarbeitern des Arbeitsausschusses „Berechnungsverfahren“ unabhängig voneinander gelöst wurde. Auf den Lösungen wurde der erste Entwurf für die Richtlinien aufgebaut, der 1952 diskutiert wurde. Der jetzt veröffentlichte Entwurf ist die 9. Fassung, die nach dreijähriger Arbeit entstanden ist.

Um bei der theoretischen Schwierigkeit des hochgradig statisch unbestimmten Systems, das aus der Grundplatte und dem Baugrund besteht, nicht der zukünftigen Entwicklung vorzugreifen, wurden nur die allgemein anerkannten und voraussichtlich für eine längere Zeit gültigen Grundsätze in die Richtlinien aufgenommen, die Norm werden sollten. Erläuterungen zu den Richtlinien werden als Beiblatt zu DIN 4018 erscheinen. Berechnungsbeispiele zu den Erläuterungen sollen als besondere Schrift herausgegeben werden.

Ebenso wie DIN 4019 ist auch DIN 4018 ein erster Versuch zur Ordnung verhältnismäßig oft vorkommender Berechnungen, der nicht ohne Kompromisse zwischen stark auseinandergehenden Meinungen zustande gekommen ist und seine Brauchbarkeit in der Praxis in Zukunft erst erweisen muß. Die Vorschläge entsprechen dem heutigen Stand unserer Kenntnisse. Sie können aber nicht alle Wünsche befriedigen und werden nach den Erfahrungen, die mit ihnen gesammelt wurden, eines Tages zu verbessern sein. Prof. Dr.-Ing. habil. E. Schultze, Aachen

Inhalt

1. Begriff
2. Zweck
3. Geltungsbereich
4. Bauliche und bodenmechanische Unterlagen
5. Steifigkeit des Bauwerkes
6. Berechnungsverfahren
- 6.1 Geradlinig begrenzte Bodenpressungen
- 6.2 Starre Bauwerke
- 6.3 Schlaffe Bauwerke
- 6.4 Einachsige ausgesteifte Bauwerke
- 6.5 Zweiachsige ausgesteifte Bauwerke
- 6.6 Allgemeine Verfahren
- 6.61 Bettungszifferverfahren
- 6.62 Steifezifferverfahren

1. Begriff

Flächengründungen im Sinne dieser Norm sind Gründungsplatten und Gründungstreifen, bei denen ein Nachweis der Biegemomente erforderlich ist.

2. Zweck

Die Richtlinien haben den Zweck, die Berechnung von Flächengründungen auf einheitlicher Grundlage zu ermöglichen. Hierzu sind vereinfachende Annahmen und die Einführung von Mittelwerten notwendig. Infolge der Empfindlichkeit der Biegemomente von Flächengründungen gegen kleine Veränderungen der nur näherungsweise bestimmbar Sohldruckverteilung und mit Rücksicht auf den Einfluß gegenseitiger lotrechter Verschiebungen von Stützen und Wänden können derartige Berechnungen nicht so genau durchgeführt werden wie bei den übrigen Gliedern eines Ingenieurbauwerks. Trotzdem sollen das statische System und seine Formänderungen mit möglichst großer Annäherung an die Wirklichkeit erfaßt werden.

3. Geltungsbereich

Die Richtlinien befassen sich im wesentlichen mit den Grundlagen und den Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen auf bindigen und nichtbindigen Böden bei Wohn- und Geschäftshäusern, Industriebauten, Speichern, Behältern u. ä. mit vorwiegend senkrechten Lasten. Bei großen Ingenieurbauten, wie z. B. bei Schleusen und Trockendocks sind besondere Überlegungen über die Sohldruckverteilung erforderlich.

Die nachstehenden Berechnungsverfahren sind anwendbar, wenn die Begrenzung der Schichten unter der Flächengründung annähernd waagrecht und eben ist.

Sind die Bodenverhältnisse unter der Flächengründung unregelmäßig, so ist der Einfluß von Störzonen entweder im Ansatz der Berechnung zu erfassen oder — falls das nicht möglich ist — im Ergebnis zu berücksichtigen. In ungünstigen Fällen ist eine gleichsam nur punktweise Auflagerung auf den widerstandsfähigeren Stellen des Baugrundes anzunehmen.

4. Bauliche und bodenmechanische Unterlagen

Für eine Berechnung von Flächengründungen müssen gegeben sein:

4.1 die Gründungstiefe, die allgemeine Durchbildung der Baukörper, die Größe und Art der Belastungen des Grundwerkes für die verschiedenen Lastfälle und die Lage zu benachbarten Bauwerken,

4.2 Unterlagen nach DIN 1054 „Gründungen. Zulässige Belastung des Baugrundes. Richtlinien“. Zu den angreifenden Kräften gehört auch die Sohllastbelastung infolge des Auftriebs.

4.3 Baugrundaufschlüsse nach

DIN 4020 „Bautechnische Bodenuntersuchungen. Richtlinien“,

DIN 4021 „Baugrund und Grundwasser. Erkundung, Bohrungen, Schürfe, Probenahme, Grundsätze“,

DIN 4022 Bl. 1 „Schichtenverzeichnis und Benennen der Boden- und Gesteinsarten. Baugrunduntersuchungen“,

DIN 4023 „Baugrund- und Wasserbohrungen. Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse“.

Außerdem müssen für einen Teil der Berechnungsverfahren ermittelt werden:

4.4 die Kennwerte des Baugrundes, besonders die Drucksetzungslinien der ungestörten Bodenproben, deren versuchsmaßige Ermittlung nach DIN 4019 Blatt 1 „Baugrund. Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung. Richtlinien“, Ausgabe Mai 1955, Abschnitt 3.3 empfohlen wird. DIN 4020 „Bautechnische Bodenuntersuchungen. Richtlinien“, Ausgabe Juli 1953, enthält in Abschnitt 8.75 Hinweise für die Durchführung des Zusammendrücks-(Kompressions-)versuches. Für die Berechnung genügt es, mit der Steifeziffer zu arbeiten, die entweder aus dem Zusammendrücksversuch oder aus Erfahrungen gewonnen ist. Die Querdehnung braucht nicht berücksichtigt zu werden.

4.5 die für die Berechnung von Gründungsplatten anzusetzenden Rechenwerte. Sie ergeben sich durch Mittelbildung aus den Kennwerten (siehe Abschnitt 4.4), die in der Regel nur für verhältnismäßig wenige Stellen des Baugrundes bestimmt werden können. Die Treffsicherheit, mit der diese Mittelwerte das wirkliche Verhalten des Bodens erfassen, ist von entscheidender Bedeutung für die Zuverlässigkeit der Berechnung. Es wird empfohlen, bei der Festlegung der gemittelten Rechenwerte in schwierigen Fällen eine Versuchsanstalt hinzuzuziehen.

Nach Möglichkeit soll die Berechnung dadurch vereinfacht werden, daß durch Mittelbildung eine oder mehrere waagrechte Schichten unter dem Bauwerk angenommen werden, für die jeweils eine Drucksetzungslinie oder Steifeziffer festgelegt wird.

5. Steifigkeit des Bauwerkes

Da die Verformung des Bauwerkes die Sohldruckverteilung wesentlich beeinflusst, ist die Steifigkeit des Gesamtbauwerks (Platte und tragende Aufbauten) in beiden Achsrichtungen

näherungsweise abzuschätzen und der Sohldruckberechnung zugrunde zu legen.

Die Bewehrung darf bei der Ermittlung der Trägheitsmomente vernachlässigt werden.

Ist das Bauwerk durch Außenwände und tragende Innenwände und Decken oder andere statisch wirksame Bauglieder räumlich genügend ausgesteift, so kann der Gesamtkörper als starr gelten, wenn seine Verformungen infolge gegebener Lasten klein gegenüber der mittleren Setzung des Bauwerkes sind. Der Sohldruck verursacht je nach seiner Verteilung mehr oder weniger große zusätzliche Beanspruchungen der aussteifenden Bauglieder.

6. Berechnungsverfahren

Die Berechnungen setzen voraus, daß die mittleren Sohldruckpressungen den Baugrund — abgesehen von örtlich begrenzten Randstörungen — nicht bis zum Fließzustand oder Bruch beanspruchen. Dies ist immer anzunehmen, wenn die nach DIN 1054 zulässigen Sohldruckspannungswerte nicht überschritten werden.

Rechnerische Spannungsspitzen, z. B. am Rande des Grundbauwerks müssen wegen des Auftretens plastischer Baugrundverformungen entsprechend den jeweiligen Verhältnissen übermäßig abgemindert werden. Dabei müssen die Gleichgewichtsbedingungen gewahrt bleiben.

6.1 Geradlinig begrenzte Bodenspannungen

Dieser einfache Ansatz führt meist zu einer Überbemessung der Gründungsplatte.

Verdichten sich die Lasten in dem mittleren Bereich der Flächen Gründung, so erfordert dies besondere Erwägungen.

6.2 Starre Bauwerke

Die Sohldruckverteilung unter starren Bauwerken kann, wenn die Voraussetzung einer tiefreichenden unmittelbar unter der Gründung liegenden Schicht (Schichtmächtigkeit größer als die untersuchte Schnittbreite) mit einheitlicher und unveränderlicher Steifeiffer S wenigstens annähernd erfüllt ist, nach den Gleichungen von Boussinesq berechnet werden.

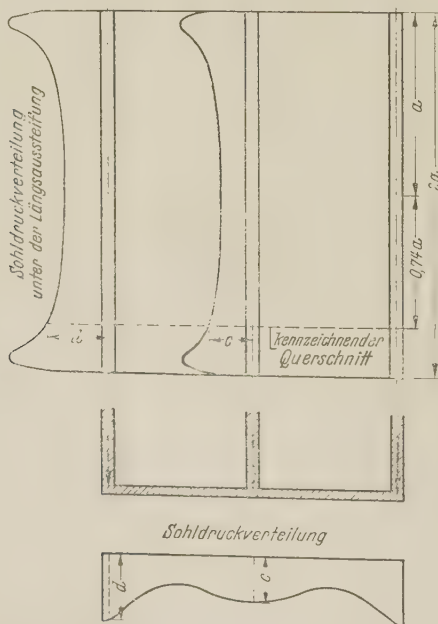
Mit abnehmender Schichtmächtigkeit und unter der Voraussetzung, daß die Zusammendrückbarkeit der übrigen Schichten vernachlässigt werden kann, nähert sich die Druckverteilung allmählich einer gleichmäßigen Sohldruckverteilung. Das gilt besonders bei ausgedehnten Bauwerken.

6.3 Schlanke Bauwerke

Sehr weiche Baukörper nähern sich dem Grenzfall des im Verhältnis zum Untergrund schlaffen Bauwerkes, bei dem Auflasten und Bodengegendruck gleich groß sind. Die Durchbiegungen der Flächen Gründung sind hierbei gleich den Setzungen, die unter den gegebenen Auflasten entstehen.

6.4 Einachsig ausgesteifte Bauwerke

In Richtung der Aussteifung ergibt sich ungefähr die Sohldruckverteilung nach Abschnitt 6.2. Sie ruft in den Aussteifungsgliedern Schnittkräfte hervor.



Einachsig ausgesteiftes Bauwerk.
Lage des kennzeichnenden Querschnittes.

Quer zur ausgesteiften Richtung können die Sohldruckverteilungen nach einem der unter Abschnitt 6.6 angegebenen Verfahren ermittelt werden. Wird hierzu die Berechnung vor Setzungen benötigt, so genügt es, diese nur für einen kennzeichnenden Querschnitt zu bestimmen.

Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Verbiegung der Platte parallel zu den aussteifenden Gliedern vernachlässigt werden darf, jedoch kann sie nachträglich dadurch berücksichtigt werden, daß die für den kennzeichnenden Querschnitt errechnete mittlere Bewehrung entsprechend der Sohldruckverteilung in der ausgesteiften Achse verteilt wird.

6.5 Zweiachsig ausgesteifte Bauwerke

Ist das Gesamtbauwerk starr, so ergibt sich die Sohldruckverteilung nach Abschnitt 6.2.

Für die einzelnen Plattenfelder kann eine gemittelte Sohldruckverteilung angenommen und die Berechnung als biegsame Platte nach DIN 1045, Ausgabe 1943xxx, §§ 23, 24, 25 oder 26 durchgeführt werden.

6.6 Allgemeine Verfahren

Sind die vorstehenden vereinfachten Verfahren nicht anwendbar, so stehen u. a. folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

6.6.1 Bettungszifferverfahren

Das Bettungszifferverfahren besteht darin, daß die Sohldruckverteilung verhältnismäßig zu der Durchbiegung der Gründung angesetzt wird. Es führt bei langen biegsamen Gründungsbalken und ausgedehnten biegsamen Gründungsplatten mit jeweils wenigen Einzellasten, die gegeneinander senkrecht verschieblich sind, zu hinreichend genauen Ergebnissen.

6.6.2 Steifeifferverfahren

Das Steifeifferverfahren besteht darin, daß diejenige Sohldruckverteilung angestrebt wird, bei der die Form der Durchbiegungsfläche der Gründung mit der Form der Setzungsmulde des Untergrundes möglichst gut übereinstimmt. Nur für Gründungsbalken mit beliebiger Belastung, für die unendlich ausgedehnte Gründungsplatte mit Einzellasten und für Kreisplatte mit zur Mitte symmetrischer Belastung sind bisher Berechnungsverfahren entwickelt worden, die zu hinreichend genauen Näherungslösungen führen.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzellen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichen Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Elektrische Korrosionsschutzanlagen

Der elektrische Korrosionsschutz von Rohrleitungen, Behältern, Schiffstanks usw. konnte neuerdings durch Entwicklungsarbeiten der Siemens-Schuckertwerke den Anforderungen der Praxis so angepaßt werden, daß für jeden Fall die geeignete Einrichtung geschaffen und auch kurzfristig geliefert werden kann. Der elektrische Korrosionsschutz beruht darauf, daß die Ströme, welche die Korrosion bewirken, durch einen Gleichstrom entgegengesetzter Richtung aufgehoben werden. Es handelt sich dabei um Gleichströme geringer Stromstärke und Spannung, die durch Graphitelektroden in das Erdreich oder das Wasser geleitet werden. Der notwendige Gleichstrom wird Selengleichrichtergeräten entnommen, die in den entsprechenden Bereichen eingestellt werden können. Ausschlaggebend für die Betriebssicherheit ist vor allem der zuverlässige Anschluß der Graphitelektroden, für den Kabel mit einem Mantel aus Protodur sowie Muffen aus Gießharz zur Verfügung stehen. Die Stromversorgungsgeräte können in Gehäusen für Feuchtraum- oder Freiluftaufstellung untergebracht werden, die auch eine zuverlässige Ableitung der Verlustwärme bewirken. Auf Grund der Erfahrungen ist man in der Lage, Rohrleitungen jeder Art für Wasser, Öl und Gas sowie Brunnenanlagen, Stahlfundamente, Schleusenanlagen, Behälter und Tanks zuverlässig gegen Korrosion zu schützen. Allgemein liegen die Kosten für elektrische Korrosionsschutzanlagen unter 1 % der Kosten für das zu schützende Objekt, während die Stromkosten praktisch nicht ins Gewicht fallen.

Siemens-Schuckertwerke AG, Erlangen.

STELLENANGEBOTE

Münchener Großbaufirma sucht zum baldigen Eintritt

Maschineningenieur oder gehobenen Werkmeister

mit langjähriger Praxis und abgeschlossener Fachschulbildung in Dauerstellung.

Arbeitsbereich: Einrichtung von Baustellen, Gerätedisposition, Entwürfe und Anfertigung in eigener Werkstatt, Überwachung von Reparaturen und Fachpersonal.

Bewerbungen mit Zeugnisabschriften, lückenlosem Lebenslauf, Referenzen sowie Gehaltsansprüchen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 168“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Westdeutsches Hüttenwerk sucht sofort oder spätestens zum 1. 10. 1956, vornehmlich für Entwurf und Konstruktion von Stahlbetonbauwerken sowie Bauführung, Aufmaß und Abrechnung einsatzfreudigen

Tiefbau-Ingenieur

mit mehrjähriger Erfahrung im Tief- und Stahlbetonbau. Alter etwa 35 Jahre.

Bewerbungen mit Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Referenzen erbeten unter „Der Bauingenieur 176“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Beim Baugenehmigungsamt der Stadt Essen ist die Stelle eines

Städt. Baurates

— Bes.-Gr. A 14 LBO — (fr. A 2c2 RBO) —

als Vertreter des Leiters der Statischen Abteilung und des kommunalen Prüfamtes für Baustatik zu besetzen.

Voraussetzungen: Abgeschloss. Hochschulbildung (Dipl.-Ing., Fachrichtung konstruktiv. Ingenieurbau), mindestens 5jährige Tätigkeit als Statiker (Aufstellung und Prüfung von schwierigen statischen Berechnungen) und rd. einjährige Tätigkeit als verantwortlicher Bauleiter schwieriger Bauvorhaben.

Bewerbungen sind mit Lichtbild, handgeschriebenem Lebenslauf, beglaubigten Abschriften der Befähigungsnachweise und Dienstleistungszeugnisse sowie einer Aufstellung über wichtige Bauvorhaben, für die Standsicherheitsnachweise aufgestellt oder geprüft oder die Bauleitung durchgeführt wurden, bis spätestens 31. 7. 1956 dem Personalamt der Stadt Essen unter Angabe der Kennziffer 65/20 einzureichen.

Der Oberstadtdirektor

Für bekannte Maschinenfabrik im westdeutschen Industriebezirk wird für die Leitung der Konstruktion von Maschinen der Industrie Steine und Erden, speziell Mittel- und Grobzerkleinerung, erfahrener

Chefkonstrukteur

evtl. als Stellvertreter des zuständigen Direktors gesucht.

Herren mit entsprechender Veranlagung und Vorbildung, die gewohnt sind, einem Kreis von technischen Mitarbeitern vorzustehen und über umfassende Erfahrung und Eignung für diese Aufgaben verfügen und denen daran gelegen ist, die ihnen gebotenen Aufstiegsmöglichkeiten zu nutzen, wollen sich unter Beifügung von entsprechenden Unterlagen und Gehaltsforderung bewerben. Beschaffung einer Wohnung wird zugesichert.

Völlig vertrauliche Behandlung der Bewerbung selbstverständlich. Angebote sind zu richten unter „Der Bauingenieur 183“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Werk der chemischen Großindustrie im südwestdeutschen Raum sucht jüngeren

Tiefbauer

(Dipl.-Ing. oder Bauassessor)

im Alter von 30—40 Jahren mit guten Zeugnissen und einigen Jahren einschlägiger Praxis für Unterhaltung und Neubau umfangreicher Straßen- und Entwässerungsanlagen zum baldigen Eintritt.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Angabe des Gehaltsanspruchs sowie des frühesten Eintrittstermins erbeten unter „Bauingenieur 174“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Münchener Industrieunternehmen sucht

Maschinenfachmann

mit langjähriger theoretischer und praktischer Erfahrung zum baldigen Eintritt in Dauerstellung.

Aufgabengebiet: Überwachung und Reparatur von Maschinen sowie Weiterentwicklung in verfahrenstechnischer Hinsicht auf den Gebieten der Separation und Fördertechnik.

Lebenslauf, Lichtbild, lückenlose Referenzen sowie Gehaltsansprüche unter FMZ 7127 an Anzeigen-Fackler, München 1, Weinstraße 4.

Im Tiefbauamt der Stadt Bochum ist die Stelle des

Leiters der Straßenbauabteilung

infolge Versetzung des jetzigen Stelleninhabers in den Ruhestand zum 1. Dezember 1956 zu besetzen. Zur Einarbeitung soll möglichst bald ein Nachfolger eingestellt werden. Bewerber mit abgeschlossener Ausbildung an einer Technischen Hochschule in der Fachrichtung Bauingenieurwesen, die gründliche Kenntnisse und reichhaltige praktische Erfahrungen im neuzeitlichen Straßenbau sowie über die erforderliche Verwaltungspraxis verfügen, wollen ihre Bewerbung mit eingehender Beschreibung des Lebenslaufs, Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweisen und Lichtbild unter Angabe von Referenzen bis zum 1. August 1956 an den Oberstadtdirektor — Personalamt — Bochum einreichen. — Beschäftigung erfolgt zunächst im Angestelltenverhältnis, Besoldung nach der TO. A. — Bei Bewährung wird beamtete Anstellung als Städt. Baurat in Aussicht gestellt, Besoldungsgruppe A 14 der Besoldungsordnung des Landes Nordrhein-Westfalen, Sonderklasse.

STELLENGESUCH

Dipl.-Bauingenieur

30 Jahre, ungekündigte Stellung, mit 6 Jahren Praxis, selbständige Projektierung und Ausführung von Wasserkraftanlagen, Statik, sucht neuen Wirkungskreis, gegebenenfalls Ausland.

Offerten unter „Der Bauingenieur 170“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Für Entwurf und Bauausführung von Mittelweserstaustufen werden ab sofort

Bauingenieure der Fachrichtung Tiefbau

gesucht.

Vergütung nach TO. A VI oder V entsprechend Berufserfahrung. Schriftliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften unter Angabe des frühesten Eintrittstermins erbeten an

Wasser- und Schiffsamt Hoya, Neubauabteilung Nienburg, Nienburg/Weser, Friedrichstr. 26

Großes süddeutsches Bauunternehmen sucht als künftigen Vertreter des Leiters der

Auslandsabteilung

einen sprachkundigen, geschäftsgewandten, im Tiefbau erfahrenen

DIPLOM-INGENIEUR

Bewerbungen, die streng vertraulich behandelt werden, mit handgeschr. Lebenslauf, Lichtbild u. vollständ. Nachweis seither. Tätigkeit und Befähigung erbeten unter „Der Bauingenieur 185“ an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten.

Von Dipl.-Ing. Franz Köhler, München. Mit 75 Abbildungen. VII, 135 Seiten Gr.-8°. 1956.

Steif geheftet DM 13,20

Inhaltsübersicht: Erster Teil: Wehrverschlüsse. A. Allgemeines: Bewegliche Wehrverschlüsse. Antriebe. Gewichte und Kosten. — B. Dichtungen: Allgemeine Anforderungen. Ausführungsarten. — C. Wehrbeheizung. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Berechnung von Stahlwasserbauten: Stahlkonstruktionen. Antriebe. — Zweiter Teil: Schleusenverschlüsse. A. Allgemeine Aufgaben der Füll- und Entleerungsorgane: Binnenschleusen. Seeschleusen. — B. Statische und konstruktive Grundsätze: Allgemeines. Lastannahme. Statische, konstruktive und bauliche Besonderheiten. — C. Antriebe: Allgemeines. Huborgane. Motorleistung. Bemessungsgrundlagen. Anwendung bei verschiedenen Verschlusssystemen. — D. Unterwasserrostschutz. — E. Zusammenfassung. — Sachverzeichnis.

Das Fachgebiet des Stahlwasserbaues hat durch die nach Kriegsende wieder einsetzende Bautätigkeit neuen Aufschwung erfahren. Neben den im Wehr- und Schleusenbau allgemein auftretenden Problemen bautechnischer Art haben vor allem auch die Verschlusskonstruktionen und die Antriebe zahlreiche Verbesserungen aufzuweisen. Teilweise ist auch eine neue Entwicklung erkennbar. Maßgeblich beteiligt an diesen Fortschritten sind die Erfahrungen, die in den letzten 30 Jahren beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten gesammelt werden konnten. Diese zu vermitteln und den gegenwärtigen Stand der Entwicklung aufzuzeigen, ist der Zweck dieser kleinen und zusammenfassenden Abhandlung.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Bautenschutz durch

PROLAPIN dichtet Mörtel u. Beton	PROLAN Betonverflüssiger	FLUATOL Schalungsmittel	OSITEX hellfarb. Schutzanstrich	ORKIT schwarzer Schutzanstrich	LITHURIN -ES- dichtet Fassaden farblos
--	------------------------------------	-----------------------------------	---	--	---

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

24. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Emden/Norderney

Vorläufiges Tagungsprogramm

Donnerstag, den 6. September 1956

Nachmittags: Festveranstaltung im Großen Saal des Kurhauses Norderney.

Vorträge: „Der Holländische Deltaplan“.
„Häfen spätantiker Hansestädte“.

Abends: Begrüßungsabend im Hotel „Kaiserhof“.

Freitag, den 7. September 1956

Vormittags: Mitgliederversammlung

Vorträge: „Die Ems und der Emdener Hafen“.
„Massengutlagerung und -umschlag im Emdener Hafen“.
„Das neue Trockendock der Nordseewerke Emden“.
„Dalbenfahlversuche“.

Arbeitsberichte der Fachausschüsse.

Nachmittags: Vortrag und Tonfilm: „Inselnschutz an Ostfrieslands Küste“.
Besichtigung der Küstenschutzwerke.

Abends: Gesellschaftsabend im Kurhaus Norderney.

Sonnabend, den 8. September 1956

Vormittags: Fahrt mit Sonderzug der Bundesbahn nach Emden, Außenhafen.
Besichtigung der Hafenanlagen und Dampferfahrt emsabwärts.

Nachmittags: Rückfahrt nach Emden — Außenhafen.

CERINOL Beton- und Mörteldichtungsmittel

PLASTIKOL Dachschutz und Isoliermasse

EUROLAN Schutz- und Isolieranstrich

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF: 187

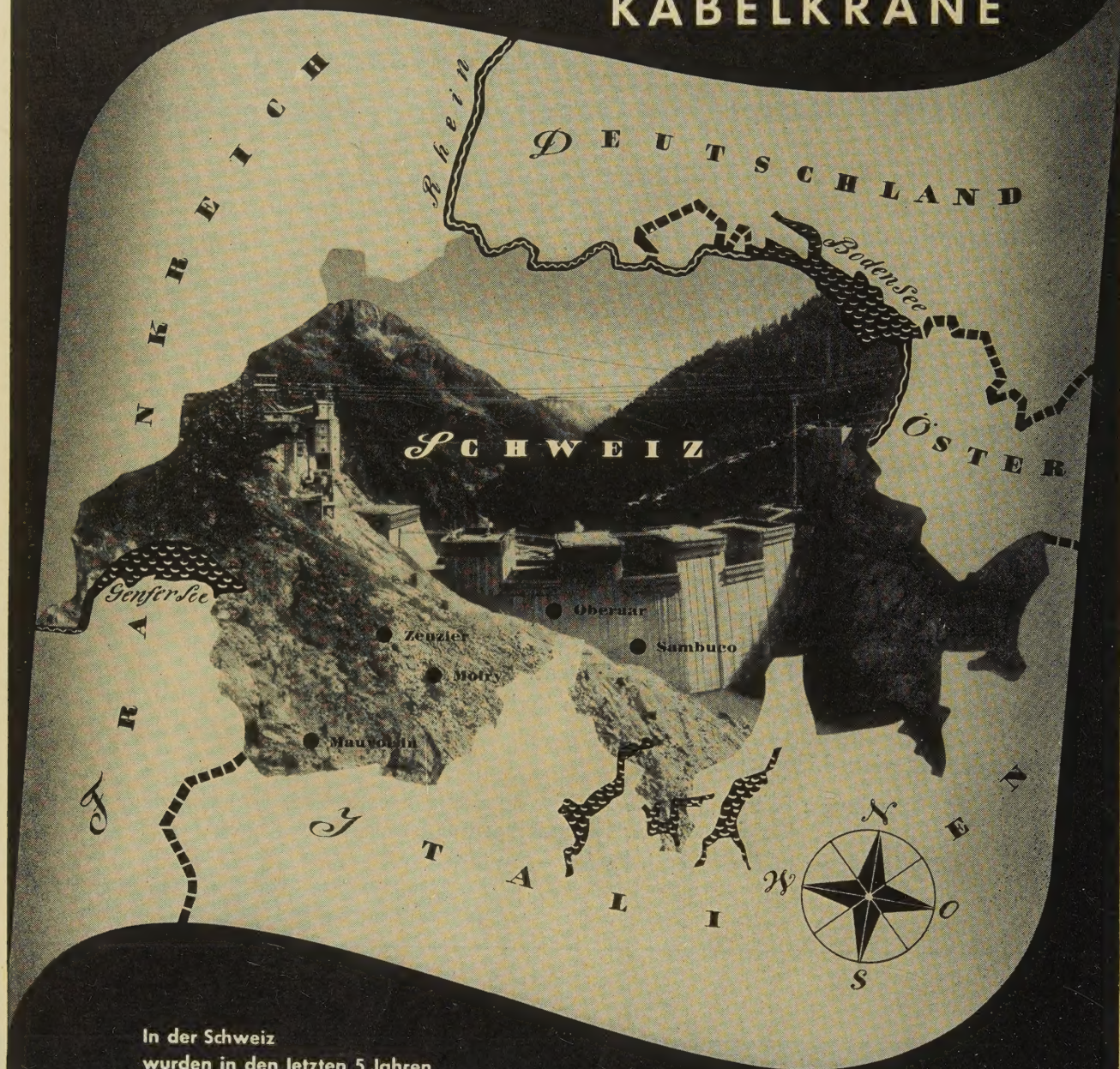
CERESIT



SPERRMÖRTEL
SPERRBETON

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA i. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHÄDEN IN BAUWERKEN ALLER ART

POHLIG KABELKRANE



In der Schweiz
wurden in den letzten 5 Jahren
13 POHLIG-Kabelkrane
mit Spannweiten bis 880 m
und Hubhöhen bis 275 m,
ausgerüstet für Fahrgeschwindigkeiten bis 360 m/min.,
und einer Tragkraft je Kran bis zu 20 t
in Montage und Betrieb genommen.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN

